

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



**PONTIFICIA
UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DEL PERÚ**

**DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO
ARMADO DE CINCO PISOS Y TRES SÓTANOS UBICADO EN
EL DISTRITO DE BARRANCO**

Tesis para optar el Título de Ingeniero Civil, que presenta el bachiller:

Minoru Alejandro Afuso Muñoz

ASESOR: César Antonio Huapaya Huapaya

Lima, agosto del 2017



A Dios y a mi madre por guiarme en el camino.

A mi padre por ser mi gran ejemplo.

A mi tía por su apoyo incondicional.

A mis hermanos por la confianza en mí.

Al ingeniero Blanco por sus enseñanzas.

Al ingeniero Huapaya por su guía.

Y al motor de mi vida que hizo esto posible.

RESUMEN

En el presente trabajo de tesis se tiene como objetivo el análisis y diseño estructural de un edificio multifamiliar de concreto armado con tres sótanos y cinco pisos. El proyecto se ubica en la Avenida San Martín 457-461, distrito de Barranco, en la ciudad de Lima.

El terreno tiene un área de 733.58 m^2 . El tercer sótano tiene un área de 91.38 m^2 , el sótano 2 y 1 tienen un área de 733.58 m^2 , el primer nivel tiene un área de 553.80 m^2 y el resto de niveles tienen un área de 472.88 m^2 . El edificio tiene un área total construida de 4003.86 m^2 .

Se estructuró el edificio, teniendo en cuenta los criterios de estructuración. Se buscó que la estructura sea simple y con una adecuada rigidez lateral en ambas direcciones. Asimismo, se predimensionaron los elementos estructurales, siguiendo las recomendaciones y criterios en base a la experiencia de ingenieros.

El proyecto cuenta con un sistema estructural de muros de corte, columnas y vigas de concreto armado en ambas direcciones de análisis. Los techos de cada piso forman un diafragma rígido, para los techos se usaron losas aligeradas armadas en un sentido y losas macizas armadas en uno y dos sentidos.

La cimentación está conformada por zapatas aisladas, zapatas combinadas y cimientos corridos. La capacidad admisible el terreno es de 4.00 kg/cm^2 y se establece una profundidad de cimentación de 1.20 m a partir del piso más bajo.

Se realizó el modelamiento 3D del edificio con la ayuda del programa de computadora ETABS con la finalidad de realizar el análisis sísmico para verificar que se cumplan los requerimientos de la Norma E.030 del Reglamento Nacional de Edificaciones y para obtener las cargas sísmicas de los elementos.

Para calcular las cargas de gravedad se realizó un metrado de los elementos, según las especificaciones de la Norma E.020 y se realizó un modelamiento en 2D en el programa SAP2000.

Finalmente, se realizó el diseño en concreto armado de las losas aligeradas, losas macizas, vigas peraltadas, columnas, placas, zapatas, muros de sótano y escaleras, siguiendo con los requerimientos de la Norma E.060 del Reglamento Nacional de Edificaciones.

TEMA DE TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

Título : "Diseño estructural de un edificio de concreto armado de cinco pisos y tres sótanos ubicado en el distrito de Barranco"

Área : Estructuras

Asesor : Ing. César Huapaya Huapaya

Alumna : MINORU ALEJANDRO AFUSO MUNOZ

Código : 2008.4688.412

Tema N° : #426

Fecha : Lima, 31 de marzo del 2017



DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA

Se desea realizar el diseño estructural de un edificio de cinco pisos y tres sótanos ubicado en el distrito de Barranco en la ciudad de Lima y que será destinado para viviendas multifamiliares. El edificio se diseñará utilizando como material principal el concreto armado.

El sistema sismorresistente estará compuesto por diafragmas rígidos, pórticos y placas de concreto armado. La capacidad portante del suelo será de 4 kgf/cm^2 que corresponde a un suelo denso de buena calidad según la clasificación dada por las normas vigentes.

OBJETIVOS

El objetivo principal de este trabajo es que las alumnas diseñen el edificio propuesto en sus elementos principales de modo que cumplan con los lineamientos de ser un diseño económico, resistente a las cargas aplicadas, especialmente gravedad y sismo, y que demuestre un adecuado comportamiento bajo cargas de servicio, como lo dispone el actual Reglamento Nacional de Edificaciones.

Los objetivos secundarios son el diseño específico de elementos de concreto armado: losas aligeradas, vigas, columnas, placas y cimentación. Así también, el diseño se debe reflejar en un juego de planos estructurales como los que se utilizarían en obra cuando se pase a la etapa de construcción del edificio.

PLAN DE TRABAJO

El plan de trabajo consiste en lo siguiente:

- Estructuración y predimensionamiento de los principales elementos: losas, vigas, columnas y placas.

- Una vez estructurado el edificio se determinarán las cargas de gravedad y sísmicas y se hará un análisis estructural con estas cargas. En el caso de las cargas sísmicas se desarrollará un análisis modal dinámico en base a un modelo tridimensional del edificio.
- Una vez que se tenga el análisis estructural del edificio se pasará a diseñar los elementos principales de concreto armado: losas aligeradas, vigas, columnas y placas.
- Adicionalmente se dimensionarán y diseñarán los elementos que corresponderán a la cimentación de la edificación.
- Se desarrollarán finalmente los planos estructurales para obra del diseño realizado.

NOTA

Extensión máxima: 100 páginas



ÍNDICE

LISTA DE FIGURAS.	iv
LISTA DE TABLAS.	vii
CAPÍTULO I – DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO	1
1.1 Características principales	1
1.2 Detalles de los materiales empleados	3
1.3 Diseño del proyecto	3
1.4 Aspectos generales del diseño	3
CAPÍTULO II – ESTRUCTURACIÓN	5
2.1 Objetivos de la estructuración	5
2.2 Criterios de estructuración	5
2.2.1 Simplicidad y simetría	5
2.2.2 Resistencia y ductilidad	5
2.2.3 Hiperestaticidad y monolitismo	6
2.2.4 Uniformidad y continuidad en la estructura	6
2.2.5 Rigidez lateral	6
2.2.6 Existencia de diafragma rígido	7
2.2.7 Elementos no estructurales	7
2.2.8 Cimentación	7
2.2.9 El diseño en concreto armado	7
2.3 Aplicación de estructuración en edificio	8
2.3.1 Placas y columnas	8
2.3.2 Vigas	9
2.3.3 Losas	9
CAPÍTULO III – PREDIMENSIONAMIENTO	10
3.1 Predimensionamiento de losas aligeradas	10
3.2 Predimensionamiento de losas macizas	11
3.3 Predimensionamiento de vigas peraltadas	12
3.4 Predimensionamiento de placas y columnas	12
CAPÍTULO IV – METRADO DE CARGAS	14
4.1 Generalidades	14

4.2	Metrado de losas aligeradas	15
4.3	Metrado de losas macizas	17
4.4	Metrado de vigas chatas	17
4.5	Metrado de vigas peraltadas	19
4.6	Metrado de columnas y placas	23
CAPÍTULO V – ANÁLISIS SÍSMICO		26
5.1	Parámetros del análisis sísmico	26
5.1.1	Zonificación	26
5.1.2	Condiciones geotécnicas	27
5.1.3	Factor de amplificación sísmica	27
5.1.4	Categoría de la edificación	28
5.1.5	Sistema estructural	28
5.1.6	Regularidad estructural	28
5.2	Modelo estructural.....	29
5.3	Modos de vibración y periodos fundamentales	30
5.4	Análisis Estático	31
5.5	Análisis Dinámico	34
5.5.1	Efectos de torsión.....	35
5.5.2	Fuerza cortante mínima en la base	35
5.6	Control de desplazamientos laterales y en planta	36
5.6.1	Derivas	36
5.6.2	Junta sísmica	37
5.6.3	Control de giros en planta	38
CAPÍTULO VI – FUNDAMENTOS DEL DISEÑO EN CONCRETO ARMADO		39
6.1	Diseño por flexión simple	39
6.2	Diseño por cortante.....	43
6.3	Diseño por flexocompresión	45
CAPÍTULO VII – DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS.....		47
7.1	Diseño por flexión.....	47
7.2	Diseño por cortante.....	49
7.3	Refuerzo por contracción y temperatura	49
7.4	Corte de fierro	50
7.5	Deflexión bajo cargas de servicio	50

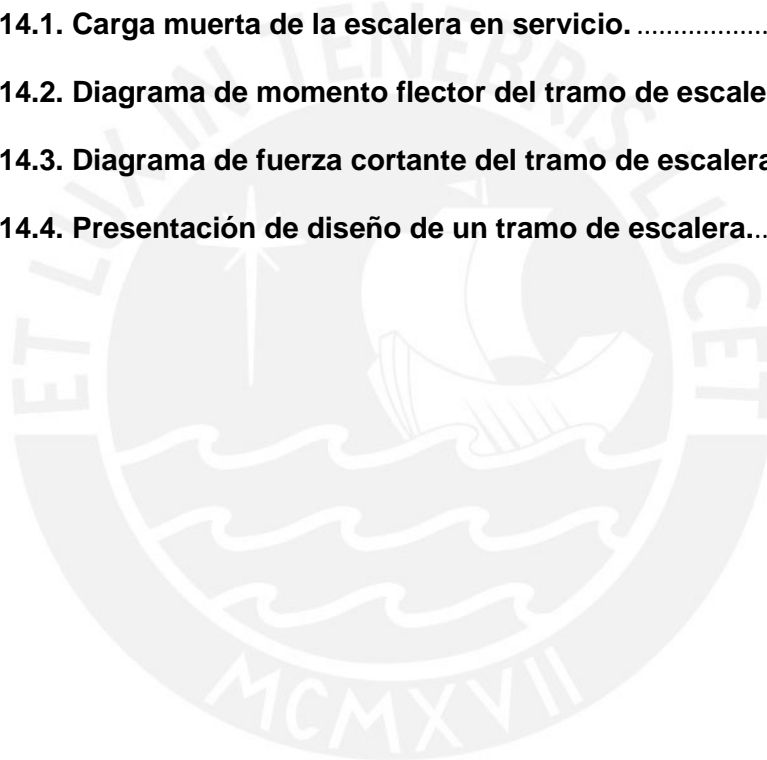
CAPÍTULO VIII – DISEÑO DE LOSAS MACIZAS	52
8.1 Diseño por flexión.....	52
8.2 Diseño por cortante.....	53
CAPÍTULO IX – DISEÑO DE VIGAS PERALTADAS	55
9.1 Diseño por flexión.....	55
9.2 Diseño por cortante.....	59
9.3 Corte de fierro	63
9.4 Deflexión bajo cargas de servicio	65
9.5 Empalme por traslape	66
9.6 Control de fisuración.....	67
CAPÍTULO X – DISEÑO DE COLUMNAS	69
10.1 Esbeltez	69
10.2 Diseño por flexocompresión uniaxial	71
10.3 Diseño por cortante.....	74
10.4 Empalmes por traslape	77
CAPÍTULO XI – DISEÑO DE PLACAS	78
11.1 Esbeltez	78
11.2 Diseño por flexocompresión	78
11.3 Diseño por cortante.....	82
11.4 Empalmes por traslape	85
CAPÍTULO XII – DISEÑO DE CIMENTACIÓN	86
12.1 Dimensionamiento	86
12.2 Diseño por corte por flexión y punzonamiento	89
12.2.1 Corte por flexión	89
12.2.2 Corte por punzonamiento.....	90
12.3 Diseño por flexión.....	91
CAPÍTULO XIII – DISEÑO DE MUROS DE SÓTANO	94
13.1 Diseño por flexión.....	94
13.2 Diseño por cortante.....	95
CAPÍTULO XIV – DISEÑO DE ESCALERAS	97
14.1 Diseño por flexión.....	97
14.2 Diseño por corte	98
CAPÍTULO XV – COMENTARIOS Y CONCLUSIONES.....	100
BIBLIOGRAFÍA.....	103

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1. Planta de arquitectura del Sótano 2.....	1
Figura 1.2. Planta de arquitectura del Nivel 1.....	2
Figura 1.3. Planta de arquitectura del Nivel 3.....	2
Figura 2.1. Estructuración de un nivel superior.	8
Figura 4.1. Planta del nivel 4 indicando la dirección del aligerado.	15
Figura 4.2. Planta de arquitectura del nivel 4.	16
Figura 4.3. Modelo de aligerado con carga muerta y viva.	16
Figura 4.4. Planta del nivel 4 indicando viga chata V-6 y viga peraltada V-28.	18
Figura 4.5. Modelo de viga chata V-6 con carga muerta y viva.	18
Figura 4.6. Área tributaria de la viga V-6.	19
Figura 4.7. Metrado de viga chata V-35.	21
Figura 4.8. Reacciones de viga chata V-35.	21
Figura 4.9. Modelo de viga peraltada V-28 con carga muerta.	22
Figura 4.10. Modelo de viga peraltada V-28 con carga viva.	23
Figura 4.11. Ubicación en planta y área de tributaria de placa 6.	23
Figura 5.1. Vista 3D del modelo estructural.	30
Figura 5.2. Espectro.	35
Figura 6.1. Bloque equivalente de compresiones.	40
Figura 6.2. Diagrama de interacción.	46
Figura 7.1. Aligerado convencional utilizado en nuestro medio.	47
Figura 7.2. Diagrama de momentos flectores del aligerado seleccionado.	48
Figura 7.3. Diagrama de fuerza cortante del aligerado seleccionado.	49
Figura 7.4. Corte de fierro en losas y vigas.	50
Figura 7.5. Presentación del diseño de losa aligerada.	51
Figura 8.1. Presentación del diseño de losa maciza en rampa.	53

Figura 8.2. Presentación del diseño de losa maciza en zona de escalera y ascensor.....	54
Figura 9.1. Diagrama de momento flector de viga V-28 (Cargas de gravedad).56	
Figura 9.2. Diagrama de momento flector de la viga V-28 (Cargas de sismo)..	56
Figura 9.3. Acero colocado en la viga V-28.	58
Figura 9.4. Diagrama de fuerza cortante de viga V-28 (Cargas de gravedad). 59	
Figura 9.5. Diagrama de fuerza cortante de viga V-28 (Cargas de sismo).	59
Figura 9.6. Requerimientos de estribos en vigas.....	61
Figura 9.7. Tramo 3 de la viga V-28.....	61
Figura 9.8. Consideraciones para el corte de acero.....	63
Figura 9.9. Ubicación de la resistencia para 2 barras de 5/8”.....	64
Figura 9.10. Corte de fierro del tramo 3 de la viga V-28.	64
Figura 9.11. Empalmes traslapados.....	66
Figura 9.12. Área efectiva de concreto en tracción Act.....	68
Figura 9.13. Presentación del diseño de la viga V-28.	68
Figura 10.1. Diagrama de interacción, dirección X-X.	73
Figura 10.2. Diagrama de interacción, dirección Y-Y.	73
Figura 10.3. Requerimientos de estribos en columnas.	74
Figura 10.4. Presentación de diseño de columna P6.	77
Figura 10.5. Empalmes traslapados.....	77
Figura 11.1. Sección transversal de la Placa 8.	79
Figura 11.2. Diagrama de interacción, dirección X-X.	80
Figura 11.3. Diagrama de interacción, dirección Y-Y.	81
Figura 11.4. Presentación de diseño de la Placa 8.	85
Figura 12.1. Distribución de esfuerzos en el terreno.	87
Figura 12.2. Distribución de esfuerzos cuando existen tracciones.	87
Figura 12.3. Sección para análisis por cortante en flexión.	89
Figura 12.4. Sección para análisis por punzonamiento.	90

Figura 12.5. Presentación de diseño de la Zapata de Placa 6.....	92
Figura 12.6. Diagrama de momento flector de la cimentación de Placa 4.....	92
Figura 12.7. Diagrama de fuerza cortante de la cimentación de Placa 4.	92
Figura 12.8. Presentación de diseño de la Zapata de Placa 4.....	93
Figura 13.1. Cargas del muro en servicio.....	94
Figura 13.2. Diagrama de momento flector del muro.....	95
Figura 13.3. Diagrama de fuerza cortante del muro.....	96
Figura 13.4. Presentación de diseño de un muro de sótano.....	96
Figura 14.1. Carga muerta de la escalera en servicio.	97
Figura 14.2. Diagrama de momento flector del tramo de escalera.....	98
Figura 14.3. Diagrama de fuerza cortante del tramo de escalera.....	98
Figura 14.4. Presentación de diseño de un tramo de escalera.....	99



LISTA DE TABLAS

Tabla 1.1. Descripción del proyecto.	1
Tabla 1.2. Descripción de los materiales empleados.	3
Tabla 1.3. Factores de reducción de la Norma Peruana.	4
Tabla 1.4. Factores de carga de la Norma Peruana.	4
Tabla 3.1. Espesores típicos de aligerados y luces máximas.	10
Tabla 3.2. Espesores típicos de losas macizas y luces máximas.	11
Tabla 3.3. Predimensionamiento de columna P6.	13
Tabla 4.1. Carga muerta: pesos unitarios o carga repartida.	14
Tabla 4.2. Carga viva: carga repartida.	15
Tabla 4.3. Metrado de losa aligerada.	16
Tabla 4.4. Metrado de losa maciza en zona de ascensor y escalera.	17
Tabla 4.5. Metrado de losa maciza en zona de rampa.	17
Tabla 4.6. Metrado de viga V-6.	18
Tabla 4.7. Metrado de viga V-28 – Tramo 1.	20
Tabla 4.8. Metrado de viga V-28 – Tramo 2.	20
Tabla 4.9. Metrado de carga puntual de viga chata V-35.	20
Tabla 4.10. Metrado de viga chata V-35.	21
Tabla 4.11. Metrado de viga V-28 – Tramo 3.	22
Tabla 4.12. Metrado de viga V-28 – Tramo 4.	22
Tabla 4.13. Reducción por carga viva.	24
Tabla 4.14. Cálculo de carga muerta distribuida en piso típico.	24
Tabla 4.15. Cálculo de carga muerta distribuida en piso 1.	24
Tabla 4.16. Cálculo de carga muerta distribuida en sótano 1.	24
Tabla 4.17. Cálculo de carga muerta distribuida en sótano 2.	24
Tabla 4.18. Cálculo peso propio de la Placa 6.	25
Tabla 4.19. Cálculo de las cargas muertas y vivas de la Placa 6.	25

Tabla 4.20. Cálculo de las cargas acumuladas en servicio de la Placa 6.....	25
Tabla 5.1. Parámetros de sismo.....	29
Tabla 5.2. Análisis modal del edificio con el programa ETABS.	31
Tabla 5.3. Cálculo del peso del edificio.	32
Tabla 5.4. Cálculo de la fuerza distribuida en cada nivel.....	33
Tabla 5.5. Cálculo del período fundamental en X con la fórmula 5.4.8.	33
Tabla 5.6. Cálculo del período fundamental en Y con la fórmula 5.4.8.	33
Tabla 5.7. Resumen de resultados.	34
Tabla 5.8. Fuerza cortante en la base del edificio.....	35
Tabla 5.9. Factor de escalamiento.....	36
Tabla 5.10. Control de desplazamientos en la dirección X-X.....	36
Tabla 5.11. Control de desplazamientos en la dirección Y-Y.....	37
Tabla 5.12. Control de giros en planta, dirección X-X.....	38
Tabla 5.13. Control de giros en planta, dirección Y-Y.....	38
Tabla 6.1. Factores de reducción de resistencia.....	43
Tabla 6.2. Deflexiones máximas admisibles.....	43
Tabla 7.1. Cálculo de acero de aligerado.....	48
Tabla 7.2. Cálculo de ensanche de aligerado.....	49
Tabla 7.3. Cuantías mínimas en losas según tipo de acero.	50
Tabla 8.1. Cálculo de acero de losa de rampa.	53
Tabla 9.1. Cálculo de combinaciones y envolvente de Mu (Tramo 1 y 2).	56
Tabla 9.2. Cálculo de combinaciones y envolvente de Mu (Tramo 3 y 4).	56
Tabla 9.3. Cálculo de acero requerido (Tramo 1 y 2).....	57
Tabla 9.4. Cálculo de acero requerido (Tramo 3 y 4).....	57
Tabla 9.5. Cálculo de la resistencia a momento para la viga V-28.....	58
Tabla 9.6. Cálculo de combinaciones y envolvente de Vu.....	59
Tabla 9.7. Cálculo de espaciamiento de estribos s.	60

Tabla 9.8. Amplificación de cortantes Vu según el Capítulo 21 de la Norma E.060.	62
Tabla 9.9. Espaciamiento de estribos según el Capítulo 21 de la Norma E.060.	62
Tabla 9.10. Longitudes de anclaje en tracción.	63
Tabla 9.11. Deflexiones inmediatas del tramo 3 de la viga V-28.	65
Tabla 9.12. Tabla de valores de longitud de empalme.	67
Tabla 10.1. Análisis del índice de estabilidad del entrepiso Q, dirección X-X.	70
Tabla 10.2. Análisis del índice de estabilidad del entrepiso Q, dirección Y-Y.	70
Tabla 10.3. Combinaciones de carga de la columna P6.	72
Tabla 10.4. Momentos nominales en nudos.	75
Tabla 10.5. Amplificación de cortantes según el Capítulo 21 de la Norma E.060.	75
Tabla 11.1. Cargas del primer nivel de la Placa 8, obtenidas del análisis.	79
Tabla 11.2. Combinaciones de carga del primer nivel de la Placa 8.	80
Tabla 11.3. Combinaciones de fuerza cortante de la Placa 8.	83
Tabla 12.1. Cargas en la base de Placa 6 en servicio, obtenidas del análisis.	88
Tabla 12.2. Diseño en flexión de zapata.	91
Tabla 12.3. Diseño en flexión y cortante de zapata para un metro de ancho.	93
Tabla 13.1. Características del suelo y el muro de sótano.	94
Tabla 13.2. Cálculo de acero del muro.	95
Tabla 13.3. Cálculo de ensanche de aligerado.	96
Tabla 14.1. Cálculo de acero del muro.	98
Tabla 14.2. Cálculo de cortante de escalera.	99

CAPÍTULO I – DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

1.1 Características principales

El proyecto se encuentra en la Av. San Martín 457-461, en el distrito de Barranco. Es un edificio multifamiliar y cuenta con tres sótanos y cinco pisos. En el tercer sótano se ubican las cisternas, cuarto de bombas y el cuarto de extracción de monóxidos. El sótano 1 y 2 están destinados para estacionamiento y depósitos. El primer piso, se ubican los locales comerciales. Los pisos superiores poseen seis departamentos por piso aproximadamente. El cuadro resumen se detalla en la Tabla 1.1.

Tabla 1.1. Descripción del proyecto.

Nombre del Proyecto	Edificio Centenario
Tipo de Proyecto	Edificio Multifamiliar
Área del terreno	725.00 m ²
Área total construida	3955.86 m ²
Nº de pisos	5
Nº de sótanos	3
Nº de departamentos	28
Altura promedio de	2.60 m

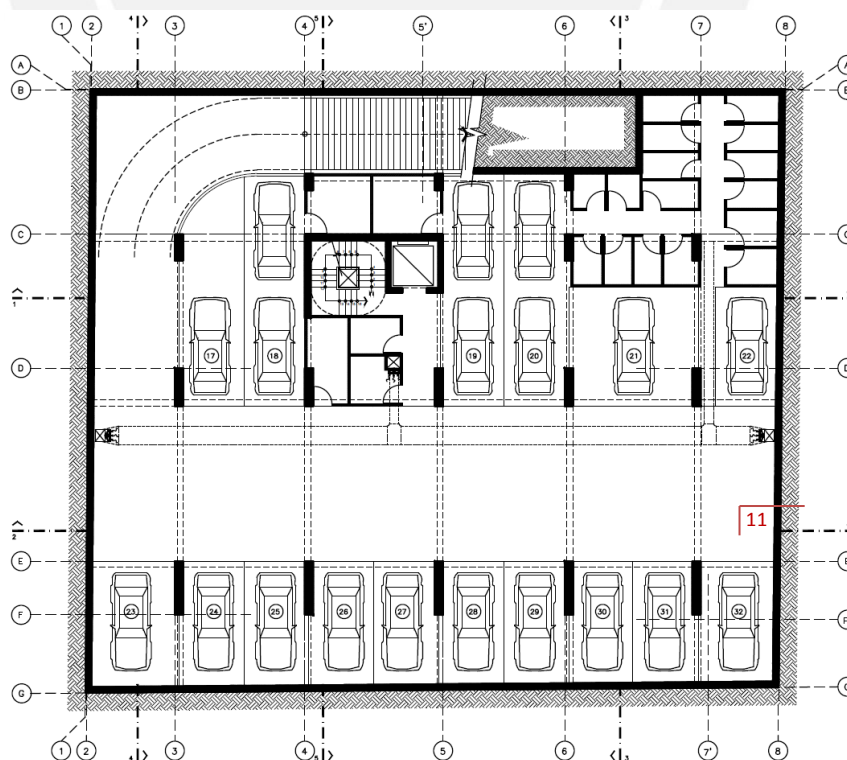


Figura 1.1 Planta de arquitectura del Sótano 2.

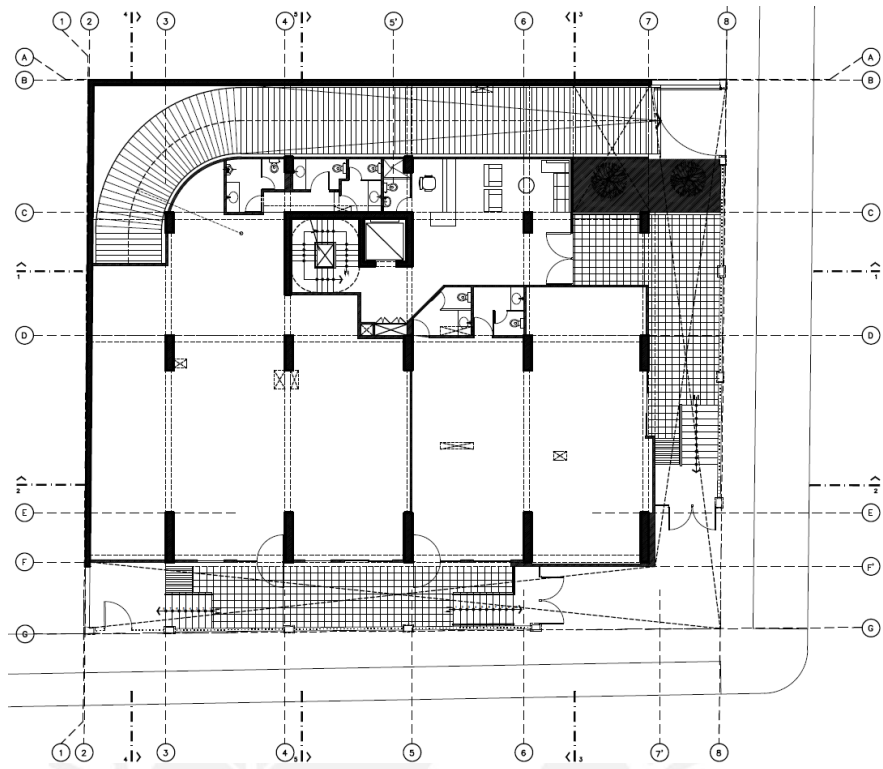


Figura 1.2. Planta de arquitectura del Nivel 1.



Figura 1.3. Planta de arquitectura del Nivel 3.

1.2 Detalles de los materiales empleados

Tabla 1.2. Características de los materiales empleados.

Resistencia del concreto	210 kg/cm ²
Módulo de elasticidad del concreto	$15000\sqrt{f'c} = 217000 \text{ kg/cm}^2$
Módulo de Poisson	0.15
Resistencia del acero en fluencia	4200 kg/cm ²
Módulo de elasticidad del acero	2000000 kg/cm ²

1.3 Diseño del proyecto

El diseño del proyecto está basado en el Reglamento Nacional de Edificaciones, del cual se usaron las siguientes Normas Técnicas:

- Norma Técnica E.020 Cargas
- Norma Técnica E.030 Diseño Sismo Resistente
- Norma Técnica E.050 Suelos y Cimentaciones
- Norma Técnica E.060 Concreto Armado

1.4 Aspectos generales del diseño

Dado que las cargas y las resistencias son aleatorias, es preferible contar con factores que ayuden con esta variabilidad; es preferible contar con una resistencia menor a la calculada y una carga mayor, debido a factores diversos.

La resistencia nominal es la capacidad de la sección que se obtiene al analizar las dimensiones y el acero de refuerzo colocado, usando los valores de resistencia de los elementos (concreto y acero) frente a alguna solicitud. Es necesario colocar un factor de reducción a esta resistencia nominal, debido a la variabilidad en la resistencia de los materiales, diferencias de dimensiones entre lo indicado en planos y en la construcción, la incertidumbre en el modelo mecánico y las consecuencias y el tipo de falla del elemento.

Tabla 1.3. Factores de reducción de la Norma Peruana.

Solicitaciones	Factor ϕ de
Flexión	0.90
Tracción y Tracción-Flexión	0.90
Cortante	0.85
Torsión	0.85
Cortante y Torsión	0.85
Compresión y flexo-compresión:	
Elementos con espirales	0.75
Elementos con estribos	0.70

Asimismo, el diseño por resistencia se amplifica la carga hasta una condición última, un caso poco probable que suceda durante la vida de la estructura. Estos factores de amplificación de carga consideran el grado de estimación de las cargas, las suposiciones y simplificaciones que se hacen para lograr un modelo estructural, el comportamiento real de la estructura y su interacción con otros elementos.

Tabla 1.4. Factores de amplificación de carga de la Norma Peruana.

Factores de amplificación de carga para Diseño en Concreto
$1.4 \text{ CM} + 1.7 \text{ CV}$
$1.25 (\text{CM} + \text{CV}) \pm \text{CS}_x$
$1.25 (\text{CM} + \text{CV}) \pm \text{CS}_y$
$0.9 \text{ CM} \pm \text{CS}_x$
$0.9 \text{ CM} \pm \text{CS}_y$

Dónde, CM es Carga Muerta, CV es Carga Viva, CS_x es carga debido al sismo en dirección al eje X, y CS_y es Carga debido al sismo en dirección al eje Y.

CAPÍTULO II – ESTRUCTURACIÓN

2.1 Objetivos de la estructuración

La estructuración consiste en brindarle al edificio cierta rigidez en ambos sentidos, de modo que el edificio tenga un buen comportamiento ante un sismo. Es recomendable que se estructure lo más simple posible para que el modelo de la estructura sea lo más cercano a la realidad.

La edificación tiene la posibilidad de sufrir daños importantes ante un sismo severo, pero solo puede presentar daños leves ante un sismo moderado. El ingeniero debe estar en la capacidad de diseñar una estructura económica, pero a su vez, debe desempeñarse correctamente de acuerdo al tipo de sismo que lo afecte.

2.2 Criterios de estructuración

Se deben tomar en cuenta los siguientes criterios de estructuración para lograr una estructura sismo-resistente:

2.2.1 Simplicidad y simetría

Es recomendable que las estructuras sean lo más simple posible, debido a que esta se puede idealizar de forma más cercana a la realidad y se puede predecir con mayor certeza su comportamiento sísmico. Si tenemos una estructura muy compleja, se deben hacer simplificaciones en el modelo y esto no garantiza que la estructura real se comporte de la misma manera.

Asimismo, se recomienda una estructura simétrica en ambas direcciones, debido a que la ausencia de este podría ocasionar problemas debido al efecto de la torsión. Lo ideal es que el centro de masas y el centro de rigidez logren coincidir, caso contrario, se tendrá un movimiento de rotación adicional, por lo cual se deberá reforzar aún más la estructura.

2.2.2 Resistencia y ductilidad

Para garantizar la estabilidad en la estructura, esta deberá tener resistencia sísmica en, por lo menos, dos direcciones ortogonales o cercanas a ser ortogonales. Se debe garantizar un adecuado transporte de cargas, desde el punto donde se aplica la carga hasta el punto que resista dicha carga, con una adecuada resistencia en todos los elementos.

Debido a que la sollicitación sísmica solo ocurre en pequeños periodos de tiempo en la vida de la estructura, esta se diseña con una resistencia inferior a la máxima requerida por el sismo; por esta razón, se le brinda una ductilidad a la estructura, una etapa plástica. Se debe tener una adecuada ubicación de las rótulas plásticas, procurando que estos elementos sean los que contribuyen menos a la estabilidad del edificio, como las vigas. Se debe lograr que la falla de la estructura no sea por la compresión del concreto, sino que sea por la fluencia del acero.

2.2.3 Hiperestaticidad y monolitismo

Se debe lograr que la estructura tenga una disposición hiperestática, con el fin de obtener una mayor capacidad resistente ante sollicitaciones sísmicas mediante rótulas plásticas. Estas rótulas plásticas son la mejor opción para disipar la energía proveniente del sismo.

Es necesario que la estructura sea monolítica, que esta trabaje como un solo elemento, para cumplir con las hipótesis planteadas en el modelo.

2.2.4 Uniformidad y continuidad en la estructura

Se recomienda que la estructura sea continua en su planta y en su elevación. Se debe evitar cambios bruscos en los elementos verticales. Por ejemplo, si se debe eliminar al algún elemento vertical, hacerlo de manera gradual en los pisos. Con este criterio, podemos evitar el fenómeno de “piso blando”, el cual aumenta la concentración de esfuerzos en los elementos de un determinado nivel.

2.2.5 Rigidez lateral

La rigidez lateral evita que la estructura tenga grandes deformaciones ante fuerzas horizontales, lo que ayuda a evitar grandes daños en los elementos no estructurales. De esta manera se evita el aislamiento de estos elementos no estructurales con la estructura en el sistema constructivo.

Es usual que en una estructura aporticada se coloquen muros de corte (placas), con lo cual se obtiene una combinación de elementos flexibles y rígidos. Esto quiere decir, que la estructura tendrá menores desplazamientos debido a los muros de corte y mayor disipación de energía debido a la hiperestaticidad de los pórticos.

2.2.6 Existencia de diafragma rígido

Para asumir que todos los puntos de un mismo nivel de la estructura poseen el mismo desplazamiento, se considera una losa rígida en un plano. Estas fuerzas, que ocasionan el desplazamiento en cada planta, son distribuidas en los elementos verticales (placas y columnas) según su rigidez.

Para cumplir con esta condición, la estructura no debe tener plantas con grandes aberturas que debiliten la rigidez de las losas. En el caso que se tengan plantas muy largas o con forma de “T”, “L” o “H”, es recomendable separar parte del edificio mediante juntas de separación sísmicas.

2.2.7 Elementos no estructurales

En algunos casos, los elementos secundarios, como los tabiques, pueden llegar a tener mucha importancia en el diseño. En algunos casos puede ayudar a la estructura, disipando energía sísmica al generarse agrietamiento. Por otro lado, puede perjudicar a los cálculos si no se tienen la debida consideración.

En estructuras con muros de corte, el análisis de los tabiques no es importante, debido a que la rigidez de estos es menor al de los muros de concreto. En cambio, para estructuras aporticadas, el efecto de los tabiques es más relevante. En este caso, es necesario considerar la tabiquería en el modelo, pues habrá cambios en la rigidez.

2.2.8 Cimentación

Para la cimentación de la estructura se debe tener en consideración: la transición de la cortante basal de la estructura hacia el edificio, los momentos volcantes, prever los desplazamientos diferenciales de la cimentación y tener en cuenta el fenómeno de licuefacción. Asimismo, se debe tener en cuenta la posibilidad de giro de la cimentación; en caso se tenga un suelo muy blando, mayor importancia se le debe dar al giro, pues puede cambiar el diseño de la estructura.

2.2.9 El diseño en concreto armado

Existen recomendaciones para el diseño sismo-resistente en concreto armado, como: brindarles mayor capacidad resistente a las columnas que a las vigas, de forma que las rótulas se formen primero en las vigas; confinar el concreto, mediante núcleos, en zonas de grandes compresiones; y brindarles a los elementos mayor capacidad por cortante que por flexión, con el fin de generar una falla dúctil.

2.3 Aplicación de estructuración en edificio

En el caso del edificio elegido se establecieron dos direcciones “X” e “Y”, los cuales son perpendiculares entre sí. Para la estructuración del edificio se tuvieron las siguientes consideraciones:

2.3.1 Placas y columnas

Para definir las placas y columnas de la estructura, es necesario verificar que estas sean continuas en todas las plantas de arquitectura, desde los niveles superiores hasta la cimentación. Estos elementos se encargarán de transmitir todas las cargas del edificio hacia el suelo.

Como se observa en la Figura 2.1, en la dirección X, el edificio cuenta con muros largos de concreto armado en el eje A y muros pequeños en la zona de escaleras y ascensor. Sin embargo, no posee muros en los ejes inferiores; por lo cual, se decidió ensanchar las columnas ubicadas en las esquinas frontales al edificio (ejes E y F) y conectarlas para formar una “C” para aumentar la rigidez en esa zona. En la dirección Y, las placas del eje D aportan mucha rigidez, así como los muros en escaleras y ascensores.

En este caso, el centro de masas y el centro de rigidez están alejados, debido al muro largo en la zona superior y a la poca cantidad de muros en la zona inferior, por lo que se debe tener cuidado con los problemas debido a la torsión en el proceso de diseño.

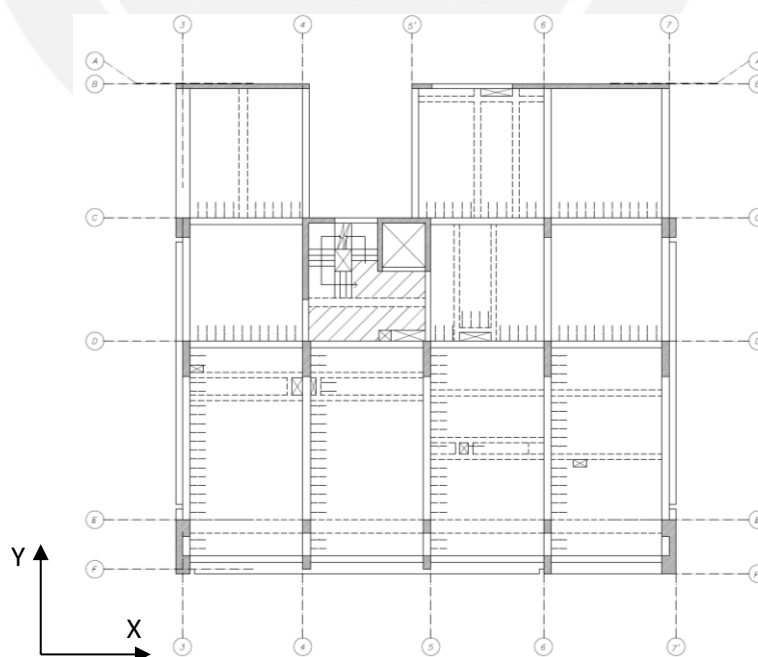


Figura 2.1. Estructuración de un nivel superior.

2.3.2 Vigas

Las vigas nos ayudan a conectar los elementos verticales y generar pórticos, su función es transferir las cargas en las losas hacia los elementos verticales y aumentar la rigidez del edificio, en el caso de las vigas peraltadas. Para colocar las vigas peraltadas, es necesario observar las plantas de arquitectura y ver que zonas son las adecuadas.

En casos donde se requiera conectar elementos verticales pero la arquitectura lo impide, se colocan vigas chatas. Estas vigas se usaron también para casos en donde existe tabiquería en la dirección de las viguetas y en el borde de los ductos en las losas.

2.3.3 Losas

Los techos están conformados por losas aligeradas y losas macizas para lograr formar el diafragma rígido. Como se observa en la Figura 2.1 si se puede asumir la hipótesis de diafragma rígido, pues no existe discontinuidad en la planta. Se usó losa maciza en el hall de escaleras y en la zona de rampas para vehículos. En el resto de casos se utilizó losa aligerada.

CAPÍTULO III – PREDIMENSIONAMIENTO

El predimensionamiento de los elementos estructurales nos ayuda a tener una primera referencia sobre las dimensiones de las losas, vigas, columnas y otros elementos y lograr una primera comparación con los planos de arquitectura.

A continuación, se mostrarán algunas recomendaciones, en base a experiencias de ingenieros, que servirán de guía para el predimensionamiento. Estas recomendaciones son brindadas para edificios usuales, en donde no existe un exceso de carga viva, y para zonas sísmicas como es el caso de nuestro país. Estas dimensiones deberán ser ajustadas en el diseño final de cada elemento de acuerdo a las solicitaciones reales.

3.1 Predimensionamiento de losas aligeradas

La mayoría de los techos del edificio son conformados por losas aligeradas. La geometría de una losa aligerada típica en nuestro medio son viguetas convencionales de 10 centímetros de espesor con un espaciamiento libre de 30 centímetros, una losa superior de 5 centímetros y bloques ladrillo, cuyo tamaño dependerá del espesor del aligerado. Se debe tener en cuenta que se deberá considerar 5 centímetros adicionales en caso se requiera piso terminado en la arquitectura, con lo que aumentaría el nivel de piso a piso.

Las recomendaciones tomadas del libro del Ingeniero Antonio Blanco (1994) estiman el espesor de las losas en base a la luz libre de los paños. El siguiente dimensionamiento será válido si se tienen sobrecargas normales, como máximo de 300 a 350 kg/m² y si no se cuenta con gran cantidad de tabiquería en dirección perpendicular al armado de las losas. En caso de tabiquería paralela al armado de la losa, se recomienda colocar una viga chata.

Tabla 3.1. Espesores típicos de aligerados y luces máximas (adaptado de Blanco, 1994).

h (cm)	Luces máximas recomendadas
0.17	$l_n \leq 4$
0.20	$4 \leq l_n \leq 5.5$
0.25	$5 \leq l_n \leq 6.5$
0.30	$6 \leq l_n \leq 7.5$

Como las luces libres promedio del edificio son de 5.1 metros, usaremos una losa aligerada de 20 centímetros de espesor. Como se mencionó en un inicio, este predimensionamiento sirve solo como base, se deberá verificar más adelante con las solicitaciones reales en cada caso y se debe aumentar la sección en caso requiera.

Cabe mencionar que la Norma E.060 recomienda ciertos espesores mínimos en donde no es necesario verificar las deflexiones. Estos espesores se calculan en función a las restricciones en los bordes de cada paño. Si usamos las recomendaciones de la Tabla 9.1 de la Norma E.060, nos resulta un espesor mayor a 20 centímetros ($\frac{l}{21} = \frac{5.10}{21} = 0.24m$). Por lo tanto, se debe calcular las deflexiones de las losas aligeradas más adelante.

3.2 Predimensionamiento de losas macizas

En la edificación se tiene losa maciza en el techo de la cisterna, en la rampa vehicular, en la terraza del primer nivel y en la zona de escalera y ascensor. Como en el caso de las losas aligeradas, las recomendaciones tomadas del libro del ingeniero Antonio Blanco (1994) estiman el espesor de las losas en base a las luces de los paños.

Tabla 3.2. Espesores de losas macizas recomendables (adaptado de Blanco, 1994).

h (cm)	Luces máximas recomendadas
0.12 ó 0.13	$l_n \leq 4$
0.15	$l_n \leq 5.5$
0.20	$l_n \leq 6.5$
0.25	$l_n \leq 7.5$

La tabla 3.2 recomienda tales espesores para losas macizas armadas en una dirección. Para el caso de losas macizas en dos direcciones, se puede disminuir este espesor, considerándose este de un cuarentavo de la luz o la suma de los 4 lados del paño dividido entre 180. Sin embargo, se opta por un espesor mayor por temas de vibraciones y un adecuado aislamiento acústico.

En el techo de la cisterna, la luz libre mayor que se tiene es de 5.27 metros, con lo que se usa una losa de 15 centímetros. En la rampa vehicular y en la terraza del primer nivel, se tiene losa maciza en una dirección, pues uno de sus paños es mucho mayor. La máxima luz libre en la dirección techada es de 3.41 metros, con lo que se obtiene una losa de 13 centímetros; sin embargo, se mantendrá en 15 centímetros para evitar las vibraciones. Por último, el paño de ascensor y escalera tiene una luz

libre 5.30 metros, con los que se obtiene una losa de 15 centímetros, pero se mantiene la continuidad de las losas aligeradas y se usará un espesor de 20 centímetros, lo cual nos ayudará a mejorar el diafragma rígido.

Del mismo modo que en las losas aligeradas, si usamos las recomendaciones de la Tabla 9.1 de la Norma E.060, nos resulta un espesor mayor a los 15 centímetros usados para losa maciza, caso simplemente apoyado. Por lo tanto, se debe calcular las deflexiones de las losas macizas más adelante.

3.3 Predimensionamiento de vigas peraltadas

Para predimensionar las vigas se utilizó la recomendación del libro del ingeniero Antonio Blanco (1994), en el cual se plantea un peralte de aproximadamente 1/10 ó 1/12 de la luz libre. Otra recomendación es que las vigas principales deben tener un ancho mínimo de 25 centímetros o variar entre 30% y 50% de la altura de la viga.

Las luces máximas entre las vigas en la dirección X es de 5.1 metros y en la dirección Y, de 6.42 metros. Entonces se obtiene:

$$h_{viga\ x} = \frac{luz}{12} = \frac{5.1}{12} = 0.43\ m, \quad h_{viga\ y} = \frac{luz}{12} = \frac{6.42}{12} = 0.54\ m$$

La altura máxima de viga debería ser de 54 centímetros. Sin embargo, debido a restricciones de arquitectura, la altura de piso a piso en los niveles superiores deberá ser de 2.60 metros, sin el piso terminado (0.05 m) y la altura mínima requerida (2.10 m). Por lo tanto, todas las vigas principales tendrán una altura de 0.45 m y un ancho mínimo de 0.30 m. Estas medidas se deberán verificar más adelante.

3.4 Predimensionamiento de placas y columnas

Se debe considerar los efectos de la carga axial y del momento flector al momento de dimensionar una columna. En algunos casos en donde hay gran número de pisos, la carga axial es mucho más importante que los momentos, es ahí donde se puede dimensionar una columna con un esfuerzo debido a la compresión del orden de 0.45f'c.

Este dimensionamiento se puede complicar si aumentamos los esfuerzos debido a los momentos. Sin embargo, la mayoría de las edificaciones en la actualidad son diseñados con el sistema mixto de pórticos y muros de corte, por lo que los momentos en las columnas se puede reducir considerablemente. Entonces según las recomendaciones del ingeniero Antonio Blanco (1994) se puede dimensionar una columna mediante:

$$\text{Área de columna} = \frac{P_{\text{servicio}}}{0.45f'_c}$$

En el caso de este edificio se tomará como ejemplo a la columna ubicada entre los ejes C y 6, la cual la llamaremos P6. Esta columna carga 7 pisos en total.

Tabla 3.3. Predimensionamiento de columna P6.

	At (cm ²)	Pacumulado	Amínima (cm ²)	Areal (cm)	Areal (cm ²)
PISO 5	33.34	33.34	352.80	0.35x1.10	3850.00
PISO 4	33.34	66.68	705.61	0.35x1.10	3850.00
PISO 3	33.34	100.02	1058.41	0.35x1.10	3850.00
PISO 2	33.34	133.36	1411.22	0.35x1.10	3850.00
PISO 1	26.59	159.95	1692.59	0.35x1.10	3850.00
SÓTANO 1	23.10	183.05	1937.04	0.35x1.10	3850.00
SÓTANO 2	23.10	206.15	2181.48	0.35x1.10	3850.00

Como se observa en la tabla 3.3, se calcularon las áreas tributarias en cada nivel para cada columna y luego se halló la carga axial acumulada en cada nivel. Como cálculo rápido, se usó una carga promedio de 1ton/m² para hallar la carga axial. Las cargas en cada piso se dividieron entre 0.45f'_c (0.45x210kg/cm²) para hallar un área mínima de columna, a partir de esta sección mínima se plantearon las dimensiones mencionadas en las tablas. Las dimensiones mínimas cumplen con las brindadas por arquitectura, las secciones iniciales se pueden reducir aún más; sin embargo, se respetarán las dimensiones de arquitectura.

Para el caso de muros o placas es difícil estimar el dimensionamiento, pues su principal función es de tomar el cortante sísmico y reducir el esfuerzo en la vigas y columnas. El edificio podría seguir funcionando si no se tuvieran placas; sin embargo, habría más deformaciones laterales en el edificio. Lo ideal es tener un balance adecuado entre las placas y columnas para controlar las deformaciones y los esfuerzos en el edificio.

Las placas se pueden dimensionar desde los 10 cm, pero según la experiencia, es recomendable que los espesores sean mayores que 15cm. En la presente edificación se tienen muros de mayor de 20 cm a lo largo del eje B, placas de 25 cm en la zona de ascensor y escalera y 35 cm en las placas que se ubican a lo largo del eje D.

CAPÍTULO IV – METRADO DE CARGAS

El diseño de los elementos estructurales se basa en los esfuerzos a los cuales está sometido este debido a diferentes solicitaciones. Estos esfuerzos son ocasionados por cargas de gravedad, que deberá soportar a lo largo de su vida útil, y por las solicitaciones sísmicas. Para realizar un análisis por carga de gravedad y obtener los esfuerzos en cada elemento, es necesario realizar un metrado de cargas y obtener las fuerzas que actúan sobre el elemento.

4.1 Generalidades

Todo elemento estructural deberá ser capaz de soportar y transferir adecuadamente las cargas a las cuales está sometida. El edificio deberá estar en la capacidad de transferir sus cargas desde las losas a las vigas, de las vigas a las columnas o placas, de columnas o placas a la cimentación y de la cimentación hacia el suelo. La Norma E.020 nos proporciona valores aproximados para estimar estas cargas.

Las cargas se dividen en dos tipos: carga muerta (CM) y carga viva (CV). Por un lado, la carga muerta se define como el peso permanente de la edificación, el peso de los elementos estructurales y no estructurales, equipos y otros elementos estarán permanentemente. Por otro lado, la carga viva se define como el peso no constante en la edificación, el peso de las personas, materiales, equipos y otros objetos que no están permanentemente.

Se tomarán los siguientes pesos unitarios o cargas repartidas de diferentes tipos de materiales:

Tabla 4.1. Carga muerta: pesos unitarios o carga repartida.

Material	Peso unitario o carga repartida
Concreto Armado	2400 kg/m ³
Albañilería hueca	1350 kg/m ³
Losa aligerada de 20 cm	300 kg/m ²
Piso terminado	100 kg/m ²

Para el caso de la carga viva, la norma E.020 nos brinda valores mínimos de carga repartida, dependiendo del uso o la ocupación de la edificación.

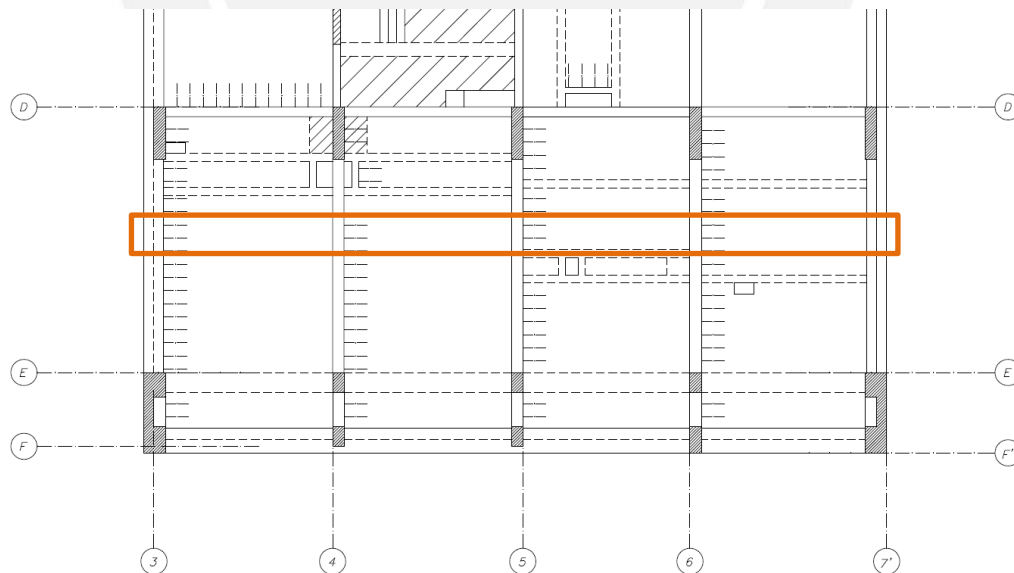
Tabla 4.2. Carga viva: carga repartida.

Ocupación o uso	Carga repartida
Viviendas	200 kg/m ²
Azotea	100 kg/m ²
Locales comerciales	500 kg/m ²
Corredores y escaleras	200 kg/m ²
Garajes	250 kg/m ²

4.2 Metrado de losas aligeradas

Las losas aligeradas trabajarán en una sola dirección, por lo que se modelará como un elemento unidimensional, con cargas que serán distribuidas por metro lineal en un ancho tributario. Las losas aligeradas convencionales en nuestro país tienen viguetas cada 40 cm, entonces el ancho tributario de cada vigueta será del mismo ancho.

Las cargas por gravedad actuantes en una losa aligerada típico en este edificio es el peso propio del aligerado, el piso terminado, muros de tabiquería, en el caso hubiera, y sobrecarga. En este caso, analizaremos un fragmento de aligerado de cuatro tramos ubicado entre los ejes D y E en el nivel 4.

**Figura 4.1. Planta del nivel 4 indicando la dirección del aligerado.**

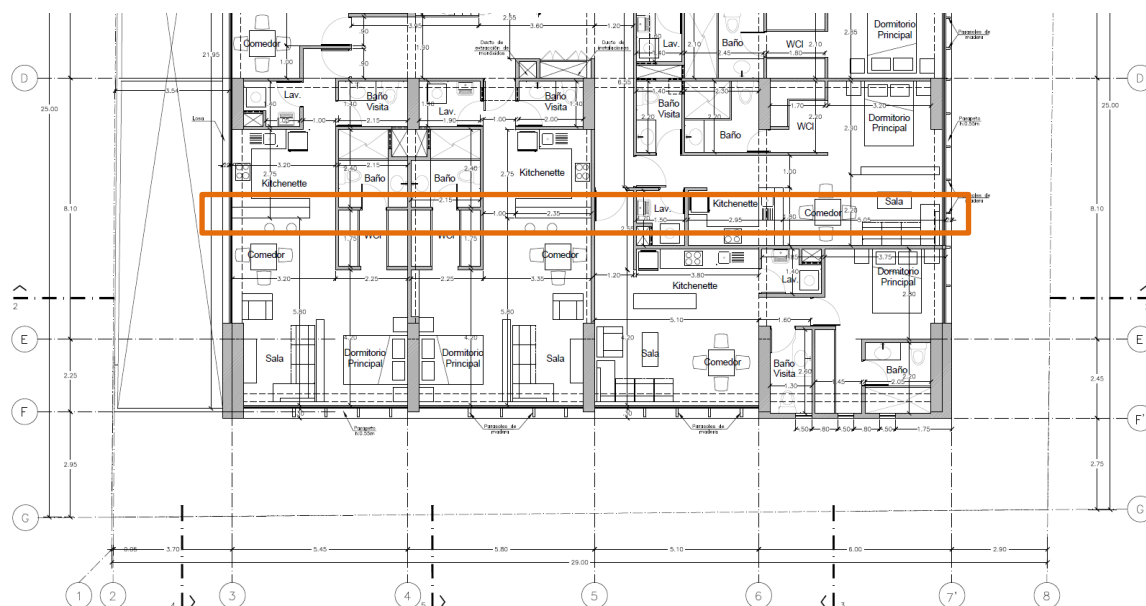


Figura 4.2. Planta de arquitectura del nivel 4.

Como se observa en la Figura 4.2 existe tabiquería en la dirección perpendicular al aligerado, por lo que se tendrá cargas puntuales. Entonces la carga puntual y la carga por metro lineal serán:

Tabla 4.3. Metrado de losa aligerada.

Carga muerta	
Peso propio	$300 \times 0.40 = 120 \text{ kg/m}$
Piso terminado	$100 \times 0.40 = 40 \text{ kg/m}$
Carga muerta total	160 kg/m
Carga puntual de tabiquería ($e=0.10$ y $h=2.40$)	$1350 \times 0.10 \times 2.40 \times 0.40 = 130 \text{ kg}$
Carga viva	
Sobrecarga	$200 \times 0.40 = 80 \text{ kg/m}$
Carga viva total	80 kg/m

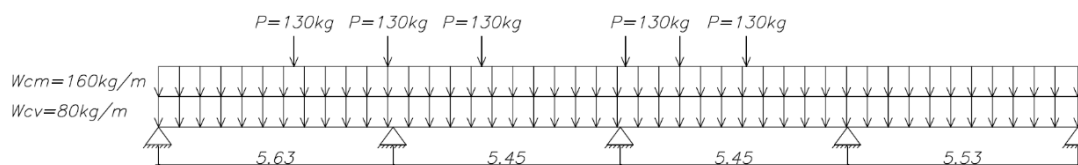


Figura 4.3. Modelo de aligerado con carga muerta y viva.

4.3 Metrado de losas macizas

Las losas macizas serán analizadas dependiendo de las dimensiones del paño. Por ejemplo, las losas macizas de la rampa y de la terraza trabajarán en una sola dirección, debido a que uno de sus lados es mayor al doble del otro. En este caso se deberá analizar como un modelo unidimensional, con un metro de ancho de losa. Por otro lado, las losas del techo de la cisterna y de la zona de ascensor y escalera serán analizadas en dos direcciones, por lo que se deberá realizar un modelo bidimensional de elementos finitos.

Como en el caso de losas aligeradas, las cargas por gravedad actuantes en una losa maciza de este edificio es el peso propio, el piso terminado, muros de tabiquería y sobrecarga. En este caso analizarán las losas en la zona de ascensor y escalera de un piso típico y la zona de rampas del primer nivel.

Tabla 4.4. Metrado de losa maciza en zona de ascensor y escalera.

Carga muerta	
Peso propio	$2400 \times 0.20 = 480 \text{ kg/m}^2$
Piso terminado	100 kg/m^2
Carga muerta total	580 kg/m^2
Carga puntual de tabiquería ($e=0.10$ y $h=2.40$)	$1350 \times 0.10 \times 2.40 = 324 \text{ kg/m}$
Carga viva	
Sobrecarga	500 kg/m^2
Carga viva total	500 kg/m^2

Tabla 4.5. Metrado de losa maciza en zona de rampa.

Carga muerta	
Peso propio	$2400 \times 0.15 = 360 \text{ kg/m}^2$
Carga muerta total	360 kg/m^2
Carga viva	
Sobrecarga	250 kg/m^2
Carga viva total	250 kg/m^2

4.4 Metrado de vigas chatas

Como se menciona en capítulos anteriores, se colocan vigas chatas en zonas en donde la tabiquería es paralela a la dirección del aligerado o en zonas donde se necesite formar un pórtico, pero no se puede tener viga peraltada por arquitectura. Se analizará una viga chata de dos tramos que soportará un tabique, la cual nombraremos Viga V-6, como se observa en la Figura 4.4, de 25x20 cm.

La viga chata soportará su propio peso, el piso terminado, la tabiquería y la sobrecarga. Como la viga chata se encuentra en la dirección al aligerado no deberá cargar parte del techo y su ancho tributario será solo el ancho de viga, 25 cm.

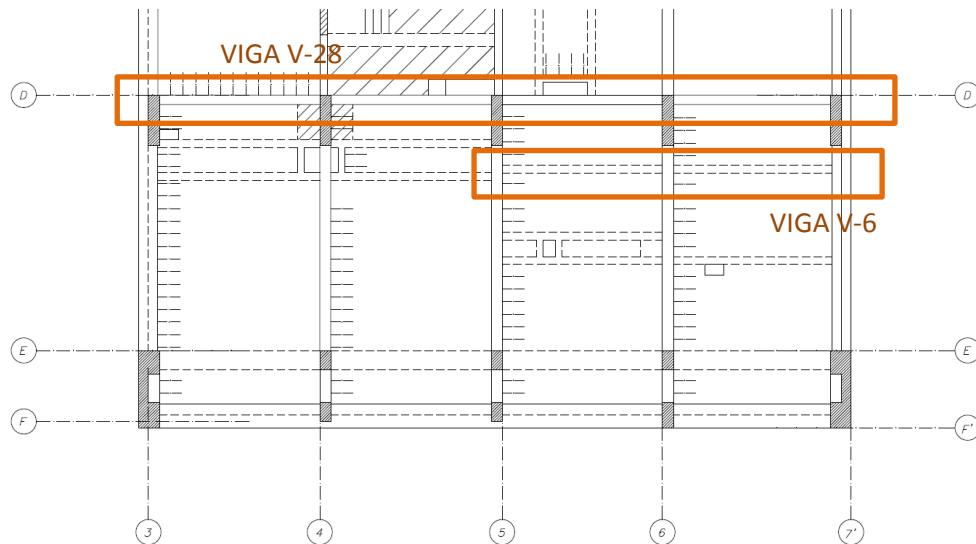


Figura 4.4. Planta del nivel 4 indicando viga chata V-6 y viga peraltada V-28.

Tabla 4.6. Metrado de viga V-6.

Carga muerta	
Peso propio	$2400 \times 0.25 \times 0.20 = 120 \text{ kg/m}$
Piso terminado	$100 \times 0.25 = 25 \text{ kg/m}$
Tabiquería (e=0.10 y h=2.40)	$1350 \times 0.10 \times 2.40 = 324 \text{ kg/m}$
Carga muerta total	469 kg/m
Carga viva	
Sobrecarga	$200 \times 0.25 = 50 \text{ kg/m}$
Carga viva total	50 kg/m

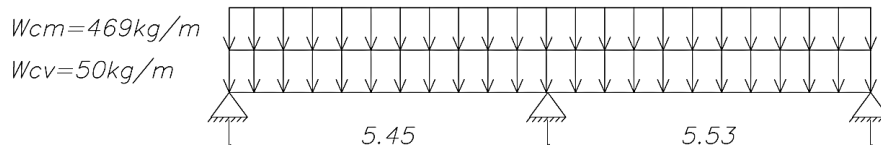


Figura 4.5. Modelo de viga chata V-6 con carga muerta y viva.

4.5 Metrado de vigas peraltadas

Las vigas peraltadas reciben cargas considerables de gravedad y de sismo, pues debido a su peralte tienen la resistencia necesaria para soportar grandes esfuerzos. Como se menciona en capítulos anteriores, si el edificio es aporticado, los momentos de sismo en las vigas son grandes; pero si se trata de una estructura con un sistema mixto de placas y columnas, las vigas tomarán menos momento. En el caso de nuestro edificio, dominan las cargas de gravedad en la mayoría de casos, debido a que se trata de un edificio mixto de placas y columnas.

Se analiza una viga de cuatro tramos, la cual nombraremos Viga V-28 (ver Figura 4.4) de sección 30 x 45 cm. Esta viga peraltada soportará su propio peso, el piso terminado, el peso de la losa aligerada, el peso de la losa maciza, el peso de la tabiquería, el peso de vigas chatas que se apoyan en esta y el peso de la sobrecarga.

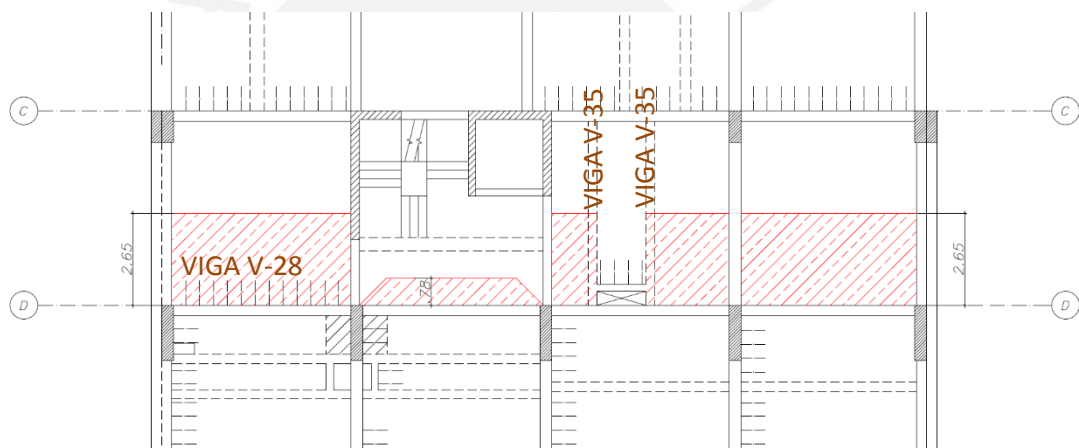


Figura 4.6. Área tributaria de la viga V-6.

El ancho tributario está detallado en la Figura 4.6. En el caso del aligerado que se apoya en la viga, el ancho tributario será igual a la mitad de la longitud del paño y en el caso de la losa maciza, se utilizará la “teoría del sobre”, en donde se obtendrán cargas trapezoidales o triangulares. En el caso de la losa maciza de la zona de escaleras, se asumió una losa sin ductos para simplificar los cálculos, debido a que para calcular la transferencia de cargas de la losa hacia la viga se tendría que realizar un estudio más detallado. El cálculo del metrado se dividirá en los cuatro tramos de la viga, pues estos son diferentes entre sí. Asimismo, para el cálculo del metrado del tramo 3, se deberán calcular las cargas de las vigas chatas transversales.

Tabla 4.7. Metrado de viga V-28 – Tramo 1.

Carga muerta	
Peso propio	$2400 \times 0.30 \times 0.45 = 324 \text{ kg/m}$
Piso terminado	$100 \times 2.95 = 295 \text{ kg/m}$
Tabiquería (e=0.10 y h=2.15)	$1350 \times 0.10 \times 2.15 = 290.25 \text{ kg/m}$
Tabiquería repartida	$53 \times 2.65 = 140.45 \text{ kg/m}$
Losa aligerada	$300 \times 2.65 = 795 \text{ kg/m}$
CM total	1554.45 kg/m
CM total con tabiquería	1844.70 kg/m
Carga viva	
Sobrecarga	$200 \times 2.95 = 590 \text{ kg/m}$
CM total	590 kg/m

Como se observa en la Tabla 4.7, existen dos tipos de tabiquería, la tabiquería que se encuentra distribuida en la losa y la tabiquería ubicada a lo largo de la viga. Para calcular la tabiquería distribuida se sumó el peso total de toda la tabiquería y se dividió entre el área total del paño, así se obtuvo una carga por metro cuadrado.

Tabla 4.8. Metrado de viga V-28 – Tramo 2.

Carga muerta	
Peso propio	$2400 \times 0.30 \times 0.45 = 324 \text{ kg/m}$
Piso terminado	$100 \times 1.08 = 108 \text{ kg/m}$
Tabiquería (e=0.10 y h=2.15)	$1350 \times 0.10 \times 2.15 = 290.25 \text{ kg/m}$
Tabiquería repartida	$76.90 \times 0.78 = 60 \text{ kg/m}$
Losa maciza	$2400 \times 0.20 \times 1.08 = 518.40 \text{ kg/m}$
CM total	1010.40 kg/m
CM total con tabiquería	1300.65 kg/m
Carga viva	
Sobrecarga	$200 \times 1.08 = 216 \text{ kg/m}$
CV total	216 kg/m

Como se menciona anteriormente, para calcular el metrado del tercer tramo, es necesario hallar las cargas puntuales que le generan las vigas chatas a la viga V-28, las cuales son iguales. Previo a esto, es necesario hallar las cargas puntuales de las vigas chatas V-35 (ver Figura 4.6).

Tabla 4.9. Metrado de carga puntual de viga chata V-35.

Carga muerta	
Peso sección concreto	$2400 \times 0.20 \times 0.20 = 96 \text{ kg/m}$
Piso terminado	$100 \times 2.55 = 255 \text{ kg/m}$
Tabiquería (e=0.10 y h=2.40)	$1350 \times 0.10 \times 2.40 = 324 \text{ kg/m}$

Losa aligerada	$300 \times 2.35 = 705 \text{ kg/m}$
CM total	1380 kg/m
CM puntual (1.40m)	1932 kg
CM puntual para cada viga	966 kg
Carga viva	
Sobrecarga	$200 \times 2.55 = 510 \text{ kg/m}$
CV total	510 kg/m
CV puntual (1.40m)	714 kg
CV puntual para cada viga	357 kg

Tabla 4.10. Metrado de viga chata V-35.

Carga muerta	
Peso propio	$2400 \times 0.30 \times 0.20 = 144 \text{ kg/m}$
Piso terminado	$100 \times 0.30 = 30 \text{ kg/m}$
Tabiquería (e=0.10 y h=2.40)	$1350 \times 0.10 \times 2.40 = 324 \text{ kg/m}$
Carga puntual	966 kg
CM total	174 kg/m
CM total con tabiquería	498 kg/m
Carga viva	
Sobrecarga	$200 \times 0.30 = 60 \text{ kg/m}$
Carga puntual	357 kg
CV total	60 kg/m

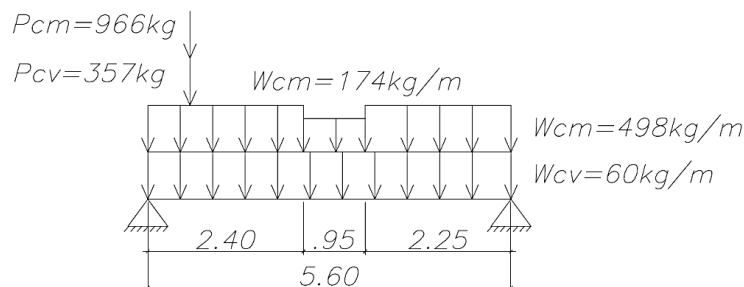


Figura 4.7. Metrado de viga chata V-35.

Se calculan las reacciones de los apoyos, las cuales serán las cargas puntuales del tramo 3 de la viga V-28.

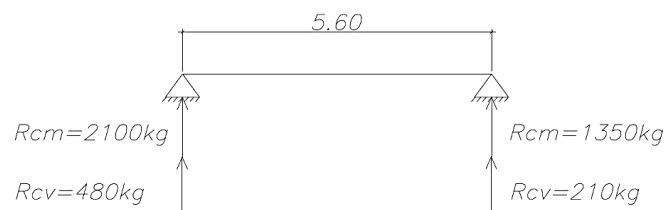


Figura 4.8. Reacciones de viga chata V-35.

Tabla 4.11. Metrado de viga V-28 – Tramo 3.

Carga muerta	
Peso propio	$2400 \times 0.30 \times 0.45 = 324 \text{ kg/m}$
Piso terminado (con losa)	$100 \times 2.95 = 295 \text{ kg/m}$
Piso terminado (con ducto)	$100 \times 0.30 = 30 \text{ kg/m}$
Tabiquería ($e=0.10$ y $h=2.15$)	$1350 \times 0.10 \times 2.15 = 290.25 \text{ kg/m}$
Losa aligerada	$300 \times 2.65 = 795 \text{ kg/m}$
Carga puntual	2100 kg
CM total	1414 kg/m
CM total con tabiquería y ducto	644.25 kg/m
CM total con tabiquería	1704.25 kg/m
Carga viva	
Sobrecarga (con losa)	$200 \times 2.95 = 590 \text{ kg/m}$
Sobrecarga (con ducto)	$200 \times 0.30 = 60 \text{ kg/m}$
Carga puntual	480 kg
CV total	590 kg/m
CV total con ducto	60 kg/m

Tabla 4.12. Metrado de viga V-28 – Tramo 4.

Carga muerta	
Peso propio	$2400 \times 0.30 \times 0.45 = 324 \text{ kg/m}$
Piso terminado	$100 \times 2.95 = 295 \text{ kg/m}$
Tabiquería ($e=0.10$ y $h=2.15$)	$1350 \times 0.10 \times 2.15 = 290.25 \text{ kg/m}$
Tabiquería repartida	$40 \times 2.65 = 106 \text{ kg/m}$
Losa aligerada	$300 \times 2.65 = 795 \text{ kg/m}$
CM total	1810.25 kg/m
Carga viva	
Sobrecarga	$200 \times 2.95 = 590 \text{ kg/m}$
CM total	590 kg/m

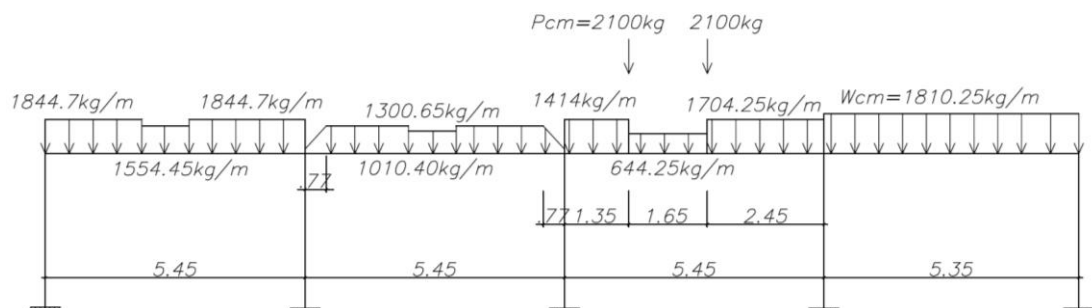


Figura 4.9. Modelo de viga peraltada V-28 con carga muerta.

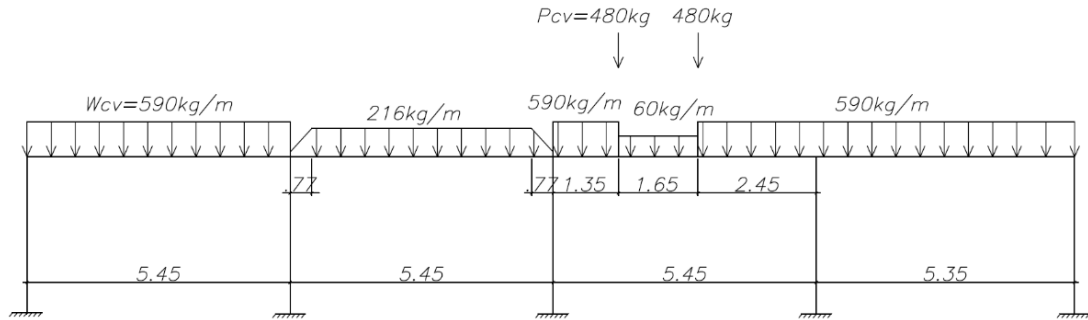


Figura 4.10. Modelo de viga peraltada V-28 con carga viva.

4.6 Metrado de columnas y placas

Como se mencionó anteriormente, las columnas y placas son el soporte de cargas de losas y vigas. Estas deben transferir adecuadamente las cargas de cada piso hacia la cimentación. El metrado de columnas y placas tienen el mismo procedimiento, se halla un área tributaria del elemento vertical y se calculan las cargas de cada piso. A continuación, se mostrará el metrado de la placa ubicada entre los ejes “D” y “6”, la cual llamaremos placa 6.

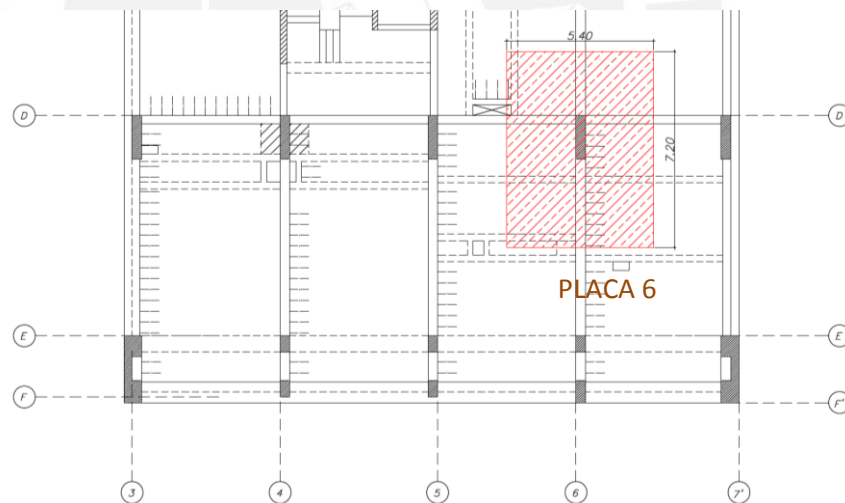


Figura 4.11. Ubicación en planta y área de tributaria de placa 6.

El área tributaria es de 38.88 m² y su área de influencia es 77.76 m². Entonces se aplicará la reducción de carga viva que indica la norma E.020, pues los elementos verticales llegan a tener un área de influencia mayor a 40 m². Para realizar la reducción por carga viva, se usará la siguiente fórmula:

$$L_r = L_o \left(0.25 + \frac{4.6}{\sqrt{A_i}} \right) \quad (4.6.1)$$

Donde “ L_r ” es la intensidad de la carga viva reducida, “ L_o ” es la intensidad de la carga viva sin reducir y “ A_i ” es el área de influencia del elemento estructural.

Tabla 4.13. Reducción por carga viva.

Nivel	L_o (kg/m ²)	A_i (m ²)	L_r
Piso 5	100	39.06	98.60
Piso 4	200	38.88	197.55
Piso 3	200	39.06	197.20
Piso 2	200	38.88	197.55
Piso 1	200	39.24	196.87
Sótano 1	500	38.32	496.55
Sótano 2	250	38.34	248.23

Para calcular las cargas de cada elemento por metro cuadrado, se hallarán los pesos y se dividirán por el área tributaria del elemento vertical.

Tabla 4.14. Cálculo de carga muerta distribuida en piso típico.

Losa aligerada	$32.26 \times 300 / 38.88$	248.92 kg/m ²
Tabiquería	$24.45 \times 1350 \times 2.4 \times 0.10 / 38.88$	203.75 kg/m ²
Viga chata	$2400 \times 0.20 / 38.88$ ($0.20 \times 0.15 + 0.25 \times 7.6 + 0.30 \times 2.35$)	32.53 kg/m ²
Viga peraltada	$2400 \times 0.30 \times 0.45 \times 10.65 / 38.88$	88.75 kg/m ²

Tabla 4.15. Cálculo de carga muerta distribuida en piso 1.

Losa aligerada	$30.60 \times 300 / 39.24$	233.94 kg/m ²
Tabiquería	$24.45 \times 1350 \times 2.4 \times 0.10 / 39.24$	201.88 kg/m ²
Viga chata	$2400 \times 0.20 / 39.24$ ($0.20 \times 0.40 + 0.25 \times 17.85$)	55.57 kg/m ²
Viga peraltada	$2400 \times 0.30 \times 0.45 \times 10.70 / 39.24$	88.35 kg/m ²

Tabla 4.16. Cálculo de carga muerta distribuida en sótano 1.

Losa aligerada	$32.93 \times 300 / 38.32$	254.09 kg/m ²
Tabiquería	$11.50 \times 1350 \times 3.05 \times 0.10 / 38.32$	123.57 kg/m ²
Viga chata	$2400 \times 0.20 / 38.32$ ($0.15 \times 0.40 + 0.25 \times 5.10$)	16.72 kg/m ²
Viga peraltada	$2400 \times 0.45 \times ((0.30 \times 5.05 + 0.35 \times 5.50) / 38.32)$	96.95 kg/m ²

Tabla 4.17. Cálculo de carga muerta distribuida en sótano 2.

Losa aligerada	$34.33 \times 300 / 38.34$	268.62 kg/m ²
Viga peraltada	$2400 \times 0.45 \times ((0.30 \times 5.05 + 0.35 \times 5.50) / 38.32)$	96.95 kg/m ²

Tabla 4.18. Cálculo peso propio de la Placa 6.

Nivel	A (m2)	h (m)	P (kg)	P (kg/m2)
Piso 5	0.56	2.60	3494.40	89.47
Piso 4	0.56	2.60	3494.40	89.88
Piso 3	0.56	2.60	3494.40	89.47
Piso 2	0.56	2.60	3494.40	89.88
Piso 1	0.56	3.25	4368.00	111.31
Sótano 1	0.56	2.75	3696.00	96.45
Sótano 2	0.56	2.80	3763.20	98.15

Entonces, la carga muerta y viva de la placa 6 por cada nivel será:

Tabla 4.19. Cálculo de las cargas muertas y vivas de la Placa 6.

Nivel	A placa (m2)	h (m)	P (kg)	A trib.	P (kg/m2)	CM (kg/m2)	CV (kg/m2)	TOTAL (kg/m2)
Piso 5	0.56	2.6	3494.4	39.06	89.46	763.41	98.60	862.01
Piso 4	0.56	2.6	3494.4	38.88	89.88	763.83	197.55	961.37
Piso 3	0.56	2.6	3494.4	39.06	89.46	763.41	197.20	960.62
Piso 2	0.56	2.6	3494.4	38.88	89.88	763.83	197.55	961.37
Piso 1	0.56	3.25	4368	39.24	111.31	791.05	196.87	987.92
Sótano	0.56	2.75	3696	38.32	96.45	687.78	496.55	1184.33
Sótano	0.56	2.8	3763.2	38.34	98.15	563.72	248.23	811.95

Tabla 4.20. Cálculo de las cargas acumuladas en servicio de la Placa 6.

Nivel	CM (ton)	CV (ton)	TOTAL (ton)	T. Acumulado (ton)
Piso 5	29.82	3.85	33.67	33.67
Piso 4	29.70	7.68	37.38	71.05
Piso 3	29.82	7.70	37.52	108.57
Piso 2	29.70	7.68	37.38	145.95
Piso 1	31.04	7.73	38.77	184.71
Sótano 1	26.36	19.03	45.38	230.10
Sótano 2	21.61	9.52	31.13	261.23
TOTAL	198.05	63.19	261.23	

CAPÍTULO V – ANÁLISIS SÍSMICO

Es indispensable realizar un análisis del despeño sísmico de la estructura debido a que el Perú es un país altamente sísmico, con una mayor intensidad en la costa. Si bien lo adecuado es que la estructura sea diseñada con una resistencia lateral muy elevada, para sismos con período de retorno de 500 ó 1000 años, es injustificable realizar un proyecto de tal magnitud debido a su baja probabilidad durante la vida útil de la estructura.

El diseñar bajo las exigencias de la Norma E.030, Diseño Sismo-resistente, no garantiza que la estructura quede intacta, porque resultaría una estructura muy costosa; es por eso que la edificación podría terminar con algunos daños, dependiendo de la intensidad del sismo. Por ejemplo, si el sismo es moderado, todos los edificios deberían seguir operativos, pero algunos con daños pequeños; sin embargo, en un sismo severo la estructura debería evitar el colapso, pero con grandes daños estructurales.

Cada edificio tiene una determinada función en el momento que ocurre el sismo. Por ejemplo, en el caso de los hospitales, estos deben quedar totalmente operativos luego de la actividad; mientras que los edificios de vivienda deben de resguardar la vida de las personas y evitar el colapso.

A continuación, se realiza el análisis dinámico del edificio utilizando el procedimiento de combinación espectral, para verificar que la estructura cumpla con las exigencias de la nueva Norma E.030 del 2016 y para determinar las fuerzas internas de los elementos resistentes ante un sismo de determinadas características.

5.1 Parámetros del análisis sísmico

Se necesitan identificar los parámetros sísmicos de la estructura en función de ciertas características del edificio, los cuales se definen en la Norma E.030. Estos parámetros son necesarios para generar el espectro de diseño.

5.1.1 Zonificación

La Norma actual considera que el territorio nacional se encuentra dividido en cuatro zonas, de acuerdo a ciertas características del sismo. Dependiendo de la zona, se le asigna un factor “Z”, el cual es la aceleración máxima horizontal de un suelo rígido con la probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años. Este factor “Z” se muestra como una fracción de la aceleración de la gravedad.

En este caso, el edificio se encuentra en el distrito de Barranco, provincia de Lima. Según la Tabla N°1 de la Norma E.030 actual le corresponde un factor “Z” de 0.45 por estar en la zona 4.

5.1.2 Condiciones geotécnicas

Uno de los principales factores que son responsables de los daños de los edificios producidos por el sismo son las condiciones locales del sitio. El suelo puede ampliar o reducir la intensidad del sismo según las condiciones geotécnicas de la zona. La Norma E.030 diferencia cinco tipos de perfiles de suelo, según ciertas propiedades del suelo, como la velocidad de propagación de ondas de corte. Se clasifican en rocas duras, suelos muy rígidos, suelos intermedios, suelos blandos y suelos excepcionalmente flexibles.

El suelo del proyecto presenta características del suelo gravoso del conglomerado de Lima, por lo que presenta un buen suelo con el perfil Tipo S1 de la Norma E.030. Para este tipo de suelo, la Tabla N°3 y 4 de la Norma E.030 brinda un factor “S” de 1.0 y unos períodos “ T_P ” de 0.4 y “ T_L ” de 2.5. El período “ T_P ” define la plataforma del espectro y el período “ T_L ” define el inicio de la zona espectral con un desplazamiento constante.

5.1.3 Factor de amplificación sísmica

Este valor es un factor variable que ayuda a construir la forma del espectro, el cual es un resumen de varios registros de edificios en respuesta a un determinado sismo. Este espectro es una curva suavizada que ha sido normalizada respecto a la aceleración máxima en la base de la estructura.

La Norma E.030 nos brinda tres fórmulas para hallar este factor, los cuales dependen de del período del edificio y los períodos “ T_P ” y “ T_L ” brindados por la norma. Estas fórmulas son las siguientes:

$$T < T_P \quad C = 2.5 \quad (5.1.1)$$

$$T_P < T < T_L \quad C = 2.5 \times \left(\frac{T_P}{T} \right) \quad (5.1.2)$$

$$T > T_L \quad C = 2.5 \times \left(\frac{T_P \times T_L}{T^2} \right) \quad (5.1.3)$$

5.1.4 Categoría de la edificación

Se le brindará una determinada resistencia al edificio dependiendo de su uso, según la importancia de este. Según la Noma E.030, las edificaciones son clasificadas en cuatro tipos: edificaciones esenciales, como son los establecimientos de salud, aeropuertos, estaciones de bomberos y otras edificaciones que no pueden interrumpirse luego de que ocurra el sismo severo; edificaciones importantes, como estadios, teatros, centros comerciales y otras edificaciones donde exista agrupación masiva de personas; edificaciones comunes, como viviendas, oficinas, hoteles y restaurantes; y edificaciones temporales.

Como este proyecto es un edificio de vivienda, se considera un edificio tipo "C", edificaciones comunes, el cual nos da un factor de 1.0.

5.1.5 Sistema estructural

Se establecen requisitos de rigidez y resistencia lateral de las edificaciones para garantizar que tenga un comportamiento estructural casi elástico en sismos pequeños y que no supere la ductilidad brindada a la estructura ante edificios severos. Esto quiere decir que la fuerza lateral máxima que resiste un edificio solo es una fracción de la fuerza máxima que recibiría ante un sismo severo. Esta fracción está determinada por el coeficiente de reducción " R_o ", el cual depende del sistema estructural del edificio.

El sistema estructural del edificio es de muros estructurales de concreto armado, por lo que el coeficiente básico de reducción " R_o " es de 6.

5.1.6 Regularidad estructural

Mientras más irregular es un edificio, mayor es la incertidumbre ante los métodos de análisis y el diseño estructural. Actualmente, las estructuras irregulares pueden sufrir grandes daños, pues muchas veces tienen un desempeño menor al estimado, a pesar de un uso correcto de las normas modernas. Por tal motivo, la norma prohíbe usar estructuras irregulares en edificios de uso importante.

Para que una estructura sea irregular, debe cumplir con al menos uno de los requisitos indicados en la Tabla N°8 o N°9 de la Norma E.030, en caso tenga irregularidad en altura y/o en planta.

En este caso en particular, se obtiene que el edificio es irregular debido a que tiene esquinas entrantes; es decir, que las dimensiones de las esquinas entrantes son mayores a las dimensiones totales en planta.

Asimismo, se puede predecir que la estructura tendrá irregularidad torsional, debido a que existe una concentración de rigidez en la zona superior de la planta de la estructura. La irregularidad asumida se deberá comprobar más adelante con los resultados del análisis dinámico. De demostrarse lo contrario se deberá cambiar el espectro.

Se observa que la estructura tiene dos de las irregularidades en planta, por lo que se deberá elegir el menor de los valores. Entonces, según la Tabla N°9 de la Norma E.030 el factor por irregularidad en altura “I_a” será de 1 y el factor por irregularidad en planta “I_p” será de 0.75.

El coeficiente de reducción por cargas sísmicas “R” se calcula de la siguiente manera:

$$R = R_o \times I_a \times I_p \quad (5.1.4)$$

$$R = 6 \times 1.0 \times 0.75 = 4.5$$

Tabla 5.1. Parámetros de sismo.

Parámetros	Factores
Z	0.45
U	1.0
S	1.0
T _P	0.4
T _L	2.5
R _X = R _Y	4.5

5.2 Modelo estructural

Se realizó un modelo tridimensional con el programa de computación ETABS Nonlinear v9.7.2 para realizar el análisis modal y sísmico de la estructura.

Para realizar el modelo del edificio se consideró que los sótanos no tendrán efectos de sismo, debido a que estará restringido por el suelo en todos los linderos, y solo se tomaron en cuenta los pisos superiores y se consideró una base empotrada. Para cada nivel se asignó un diafragma rígido y tres grados de libertad, que corresponden a dos traslaciones horizontales y una rotación en sentido perpendicular a la losa, dando un total de 15 modos.

En encuentros de viga y placa o columna donde no se tenga longitud de anclaje, un ancho de placa o columna muy delgado, se articularon las uniones, liberándolas de momentos. Asimismo, las vigas que tienen unión con columnas se le colocó un brazo

rígido con el objetivo de rigidizar la zona de los nudos. Esto permite que la rigidez de la viga sea considerada desde la cara de la columna.

Se le asignó manualmente las cargas de peso de losa, piso terminado, tabiquería y sobrecarga. El programa obtiene directamente las masas de cada piso a partir los elementos dibujados y de las cargas de gravedad asignadas, considerando el total de la carga muerta y el 25% de la carga viva.

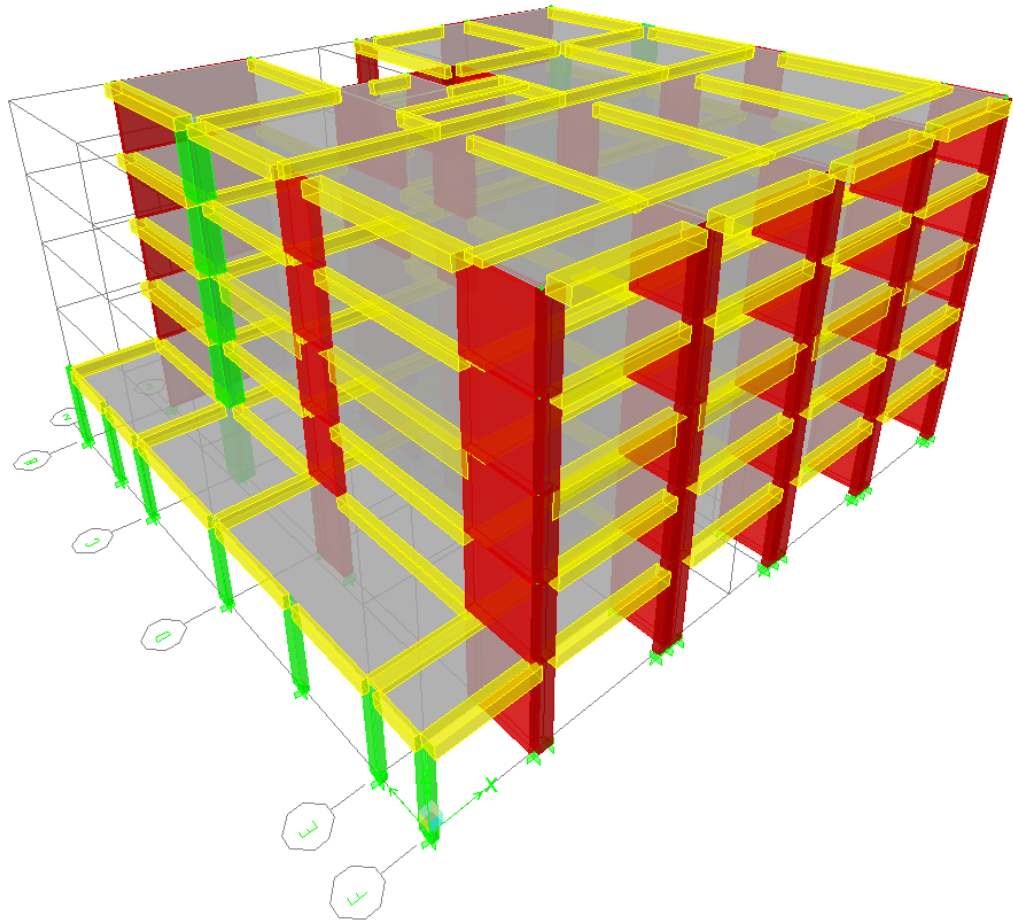


Figura 5.1. Vista 3D del modelo estructural.

5.3 Modos de vibración y periodos fundamentales

Se realizó el análisis modal para obtener una mayor información sobre el comportamiento del edificio durante un sismo. El programa utiliza la combinación cuadrática completa (CQC) para lograr este análisis modal. Cabe resaltar que estos modos de vibración no dependen del sismo, sino de su rigidez y su masa.

A continuación, se muestra los modos de vibración del edificio con su período y su porcentaje de masa correspondiente.

Tabla 5.2. Análisis modal del edificio con el programa ETABS.

Modo	Período	UX	UY
1	0.356696	56.6359	0.7596
2	0.289193	1.6931	70.7198
3	0.193245	18.3758	1.0095
4	0.104642	8.8685	0.132
5	0.07653	0.0382	0.5928
6	0.068232	0.4506	17.9044
7	0.050072	9.9226	0.3048
8	0.046488	1.2257	0.2077
9	0.029924	0.1817	5.8421
10	0.027816	0.92	0.4211
11	0.023635	1.1881	0.0831
12	0.020186	0.3644	0.01
13	0.017796	0.0065	1.5866
14	0.015307	0.0997	0.0157
15	0.013172	0.0063	0.4042

Como se observa en la Tabla 5.2, los períodos fundamentales de la estructura son de 0.36s para la dirección X-X y 0.29s para la dirección Y-Y. Estos resultados son compatibles con la realidad, pues en la dirección Y-Y existe mayor rigidez que en la dirección X-X debido a la concentración de placas, es por eso que el mayor periodo está en la dirección X-X.

5.4 Análisis Estático

El análisis consiste en aplicarle solicitaciones sísmicas al centro de masa de cada nivel de edificación. La Norma E.030 no recomienda este análisis para estructuras regulares mayores de 30 metros y para estructuras regulares e irregulares con muros portantes mayores de 15 metros. Esta restricción se debe a que mientras mayor altura tiene el edificio, menor precisión tiene el método.

De este análisis se obtiene el período estático y la fuerza cortante basal estática. Para calcular la cortante basal estática se tiene la siguiente fórmula:

$$V = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot P \quad (5.4.1)$$

Los valores de Z, U, S y R se encuentran en la tabla 5.1. El valor de C se calculará mediante la fórmula 5.1.1, 5.1.2 ó 5.1.3 dependiendo del resultado del período estático. El valor P es el peso de la estructura. Asimismo, la fórmula 5.4.1 debe cumplir con la siguiente restricción:

$$\frac{C}{R} \geq 0.125 \quad (5.4.2)$$

Para hallar la masa de la estructura, se considera el 100% de la carga muerta y el 25% de la carga viva, por ser una edificación de categoría C. Las masas y pesos en cada nivel son las siguientes:

Tabla 5.3. Cálculo del peso del edificio.

Nivel	Masa X	Masa Y	Peso X	Peso Y
PISO 5	31.96	31.96	313.51	313.51
PISO 4	47.07	47.07	461.74	461.74
PISO 3	50.01	50.01	490.56	490.56
PISO 2	47.36	47.36	464.61	464.61
PISO 1	56.59	56.59	555.10	555.10
PESO TOTAL			2285.51	2285.51

Para hallar el período estático, se debe distribuir fuerzas horizontales en cada piso del edificio, esta distribución se logra con la siguiente fórmula:

$$F_i = \alpha_i \cdot V \quad (5.4.3)$$

$$\alpha_i = \frac{P_i(h_i)^k}{\sum_{j=1}^n P_j(h_j)^k} \quad (5.4.4)$$

Donde k depende del período:

$$T \leq 0.5s, \quad k = 1.0 \quad (5.4.5)$$

$$T > 0.5s, \quad k = (0.75 + 0.5T) \quad (5.4.6)$$

Para calcular el V (cortante basal) usamos, de manera preliminar, una estimación del período fundamental de vibración:

$$T = \frac{h_n}{C_T} \quad (5.4.7)$$

La altura total del edificio h_n es 13.65 metros y el C_T es 60, por tener un sistema de muros estructurales. De la fórmula 5.4.5 se obtiene $T = 0.228$ s. Se calcula el C de la fórmula 5.1.1 y obtenemos un $C=2.5$. Para calcular el V usamos la fórmula 5.4.1 y obtenemos una cortante basal de 571.4 toneladas.

Para calcular la distribución de las fuerzas en cada piso, se usa la fórmula 5.4.4 y los resultados se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 5.4. Cálculo de la fuerza distribuida en cada nivel.

	P_i	h_i	P_i·H_i	F_i
PISO 5	314	13.65	4279	135
PISO 4	462	11.05	5102	162
PISO 3	491	8.45	4145	131
PISO 2	465	5.85	2718	86
PISO 1	555	3.25	1804	57
SUMA			18049	

Estas fuerzas obtenidas se ingresan en el programa y se obtienen desplazamientos laterales elásticos. A partir de los desplazamientos, se puede obtener el período fundamental estático con la siguiente fórmula:

$$T = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{(\sum_{i=1}^n P_i \cdot d_i^k)}{(g \cdot \sum_{i=1}^n f_i \cdot d_i)}} \quad (5.4.8)$$

Tabla 5.5. Cálculo del período fundamental en X con la fórmula 5.4.8.

	F_i	d_i	P_i·d_i²	f_i·d_i
PISO 5	135	0.0085	0.0227	1.1516
PISO 4	162	0.0066	0.0201	1.0661
PISO 3	131	0.0048	0.0113	0.6299
PISO 2	86	0.0029	0.0039	0.2495
PISO 1	57	0.0011	0.0007	0.0628
SUMA			0.0586	3.1599

Tabla 5.6. Cálculo del período fundamental en Y con la fórmula 5.4.8.

	F_i	d_i	P_i·d_i²	f_i·d_i
STORY5	135	0.0095	0.0283	1.2870
STORY4	162	0.0073	0.0246	1.1792
STORY3	131	0.0051	0.0128	0.6693
STORY2	86	0.0030	0.0042	0.2581
STORY1	57	0.0011	0.0007	0.0628
			0.0705	3.4565

$$T_X = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{0.0586}{(g \cdot 3.1599)}} = 0.273s$$

$$T_Y = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{0.0705}{(g \cdot 3.4565)}} = 0.286s$$

La Norma E.030 menciona que, si en el análisis no se ha considerado la rigidez de los elementos no estructurales, el período fundamental T se deberá considerar 0.85 del valor obtenido anteriormente.

$$T_x = 0.273 \cdot 0.85 = 0.232s$$

$$T_y = 0.286 \cdot 0.85 = 0.244s$$

Finalmente, se puede calcular nuevamente el valor de C con la fórmula 5.1.1 y obtenemos un C=2.5. Para calcular el V, la cortante basal estática, usamos la fórmula 5.4.1 y obtenemos:

Tabla 5.7. Resumen de resultados.

	Dirección X	Dirección Y
T (s)	0.232	0.244
C	2.5	2.5
R	4.5	4.5
C/R	0.556	0.556
P (ton)	2285.51	2285.51
V (ton)	571.38	571.38

5.5 Análisis Dinámico

La Norma E.030 brinda dos tipos de análisis dinámico: el análisis dinámico modal espectral y el análisis dinámico tiempo – historia. Estos análisis son más precisos que el anterior y se pueden emplear en cualquier tipo de estructura. El análisis dinámico tiempo – historia solo se realiza con fines de verificación y no como sustituto del análisis estático y el análisis dinámico modal espectral.

En este caso se realizó un análisis dinámico modal espectral, con el que se utilizó un espectro inelástico de pseudoaceleraciones. Este espectro cumple con las solicitaciones de la Norma E.030 y está definido por:

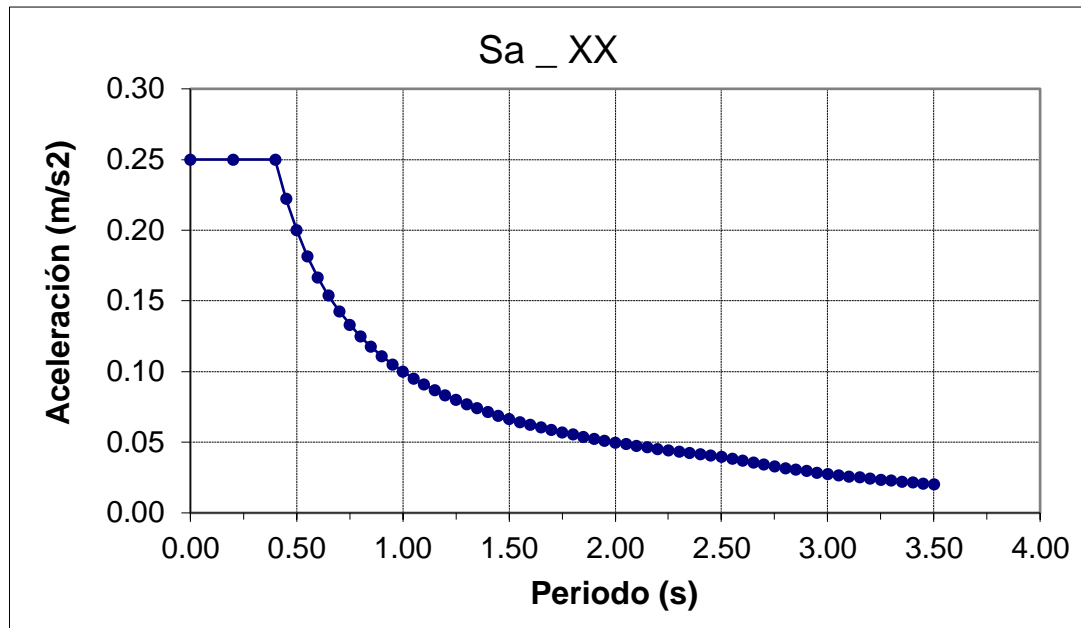
$$S_a = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot g \quad (5.5.1)$$

Todos los factores de la fórmula 5.5.1 son constantes (ver Tabla 5.1), a excepción de C (factor de amplificación sísmica). Entonces, usando las fórmulas 5.1.1, 5.1.2 y 5.1.3 se puede obtener dicha ecuación de S_a en función del período T. Como los factores son iguales en ambas direcciones, se tendrá un solo espectro (ver Gráfica 5.1).

5.5.1 Efectos de torsión

Se le colocó una excentricidad accidental por la incertidumbre en la ubicación del centro de masa de cada nivel. La Norma E.030 recomienda usar una excentricidad accidental perpendicular a la dirección del sismo igual a 0.05 veces la dimensión del edificio.

Figura 5.2. Espectro.



5.5.2 Fuerza cortante mínima en la base

La Norma E.030 menciona que la fuerza cortante del primer entrepiso del edificio no deberá ser menor al 80% de la cortante calculada en el análisis estático para estructuras regulares, ni menor que el 90% en el caso de estructuras irregulares. En caso no se cumpla este requerimiento, se deberá escalar proporcionalmente todos los resultados obtenidos, a excepción de los desplazamientos.

Tabla 5.8. Fuerza cortante en la base del edificio.

	SISMO X-X (ton)	SISMO Y-Y (ton)
Fuerza cortante V	355.46	421.23

La fuerza cortante en la base de la estructura que se obtuvo en el análisis dinámico se encuentra en la Tabla 5.8. Como el edificio es irregular, esta fuerza cortante deberá ser mayor al 90% a la fuerza cortante de la Tabla 5.7, si no cumple, se deberá usar el factor de escalamiento.

Tabla 5.9. Factor de escalamiento.

	DIRECCIÓN X-X	DIRECCIÓN Y-Y
V estático (ton)	571.38	571.38
90% V estático (ton)	514.24	514.24
V dinámico (ton)	355.46	421.23
Factor de escalamiento	1.447	1.221

Como se observa en la Tabla 5.9, la fuerza cortante del análisis dinámico es menor al 90% de la fuerza cortante del análisis estático, por lo que es necesario escalar todos los resultados obtenidos en el modelo. Las cargas que se muestran en los siguientes capítulos de diseño ya se encuentran amplificadas por el factor de escalamiento de 1.447 en la dirección X-X y de 1.221 en la dirección Y-Y.

5.6 Control de desplazamientos laterales y en planta

La Norma E.030 menciona que los desplazamientos obtenidos en el análisis lineal y elástico, se deberá multiplicar por 0.75R en el caso de estructuras regulares. En el caso de estructuras irregulares, se deberá calcular los desplazamientos, multiplicando los resultados obtenidos en el análisis por R, con el objetivo de observar el comportamiento inelástico de la estructura ante un sismo severo.

5.6.1 Derivas

Se establecen límites para el desplazamiento lateral en los edificios, con el objetivo de restringir la demanda de ductilidad ante sismos severos y para evitar los daños de los elementos no estructurales ante los sismos de menor magnitud. La Norma E.030 indica que este límite depende del tipo de material predominante en la estructura y se expresa en el valor máximo de derivas de entrepiso permitidas. En nuestro caso, por ser un edificio de concreto armado, la deriva máxima permitida es 0.007.

Tabla 5.10. Control de desplazamientos en la dirección X-X.

Piso	Desp. (m)	Desp. xR (m)	Altura de entrepiso (m)	Desp. De entrepiso (m)	Deriva de entrepiso
PISO 5	0.01376	0.06194	2.60	0.01088	0.00419
PISO 4	0.01134	0.05105	2.60	0.01112	0.00428
PISO 3	0.00887	0.03993	2.60	0.01318	0.00507
PISO 2	0.00594	0.02675	2.60	0.01622	0.00624
PISO 1	0.00234	0.01053	3.25	0.01053	0.00324

Tabla 5.11. Control de desplazamientos en la dirección Y-Y.

Piso	Desp. (m)	Desp. xR (m)	Altura de entrepiso (m)	Desp. De entrepiso (m)	Deriva de entrepiso
PISO 5	0.00873	0.03931	2.60	0.00922	0.00355
PISO 4	0.00669	0.03009	2.60	0.00920	0.00354
PISO 3	0.00464	0.02089	2.60	0.00890	0.00342
PISO 2	0.00266	0.01198	2.60	0.00657	0.00253
PISO 1	0.00120	0.00542	3.25	0.00542	0.00167

Se observa que en ambas direcciones la deriva de entrepiso se encuentra por debajo de la máxima permitida en la Norma E.030.

5.6.2 Junta sísmica

La junta sísmica es necesaria en todo edificio para evitar el contacto entre estructuras vecinas ante el movimiento sísmico, ya que los edificios tendrán un desplazamiento diferente. La Norma E.030 señala que debe existir una distancia s mínima:

- Mayor a los $\frac{2}{3}$ de la suma de los desplazamientos máximos de los edificios adyacentes.

Este criterio no es aplicable a este edificio, debido a que las estructuras existentes vecinas se encuentran retiradas del límite de propiedad.

- $s = 0.006h \geq 0.03m$, donde h es la altura del edificio medida desde el nivel del terreno natural. Este valor se puede reducir a $s/2$ en caso el otro edificio cuente con una junta reglamentaria.

En este caso, ambas edificaciones vecinas son de dos niveles y están retiradas del límite de propiedad. Entonces, como se tiene una altura h de 12.00 metros, $s = 0.006 \cdot 12 = 0.072m$, aplicando la reducción por junta reglamentaria en los vecinos, se obtiene $s/2 = 0.072/2 = 0.036m$.

- La junta deberá ser mayor a los $\frac{2}{3}$ del desplazamiento máximo de la estructura

$$s_x = 0.06194 \cdot \frac{2}{3} = 0.0413m, s_y = 0.0355 \cdot \frac{2}{3} = 0.0237m$$

En conclusión, se coloca una junta de 5 centímetros en ambas direcciones.

5.6.3 Control de giros en planta

Debido a una mala distribución de placas y columnas en planta, el centro de rigidez se aleja del centro de masas, lo que puede generar esfuerzos mayores zonas localizadas. Este problema se describe en la Norma E.030 como irregularidad torsional.

A inicios del presente capítulo, se asumió esta irregularidad para poder calcular el factor de reducción R. Ahora que se tienen los valores reales de desplazamiento, se debe comprobar dicha suposición.

La Norma E.030 brinda ciertos criterios para identificar una irregularidad torsional:

$$\Delta_{max} > 0.5\Delta_{permisible} \quad (5.5.2)$$

$$\Delta_{max} > 1.2\Delta_{cm} \quad (5.5.3)$$

Tabla 5.12. Control de giros en planta, dirección X-X.

Piso	Δ_{MAX}	Δ_{CM}	$1.2\Delta_{CM}$	$0.5\Delta_{PERMISIBLE}$	
PISO 5	0.01088	0.0073	0.00876	0.0091	IRREGULAR
PISO 4	0.01112	0.0064	0.00768	0.0091	IRREGULAR
PISO 3	0.01318	0.0083	0.00996	0.0091	IRREGULAR
PISO 2	0.01622	0.0096	0.01152	0.0091	IRREGULAR
PISO 1	0.01053	0.0062	0.00744	0.0114	OK

Tabla 5.13. Control de giros en planta, dirección Y-Y.

Piso	Δ_{MAX}	Δ_{CM}	$1.2\Delta_{CM}$	$0.5\Delta_{PERMISIBLE}$	
PISO 5	0.00922	0.0079	0.00948	0.0091	OK
PISO 4	0.00920	0.0079	0.00948	0.0091	OK
PISO 3	0.00890	0.0077	0.00924	0.0091	OK
PISO 2	0.00657	0.0066	0.00792	0.0091	OK
PISO 1	0.00542	0.0038	0.00456	0.0114	OK

Como se observa en las Tablas 5.12 y 5.13, se comprueba que el edificio cuenta con irregularidad torsional, lo que era muy evidente, ya que la zona inferior de la planta del edificio hay menor rigidez que en la zona superior (Ver Figura 2.1).

CAPÍTULO VI – FUNDAMENTOS DEL DISEÑO EN CONCRETO ARMADO

Para el diseño en concreto armado, las normas actuales se centran en el Diseño por Resistencia, en donde los elementos estructurales llegan a un estado límite de rotura, agotamiento o falla. Este método exige que la resistencia de diseño (ϕR_n) sea mayor o igual a la resistencia requerida (R_u) en todos los elementos estructurales.

$$\phi R_n \geq R_u \quad (6.1)$$

El cálculo de la resistencia nominal R_n está hecha en base a la resistencia a compresión del concreto f'_c , la resistencia en fluencia del acero f_y , el acero colocado y las dimensiones de la sección.

El factor de reducción de resistencia ϕ resume los factores que podrían afectar la reducción del desempeño real de las secciones con respecto a las teóricas. Los valores dependen del tipo de solicitación y están indicados en la Tabla 1.3. Para los elementos en flexocompresión ϕ puede aumentar linealmente desde el menor valor entre $0.1 \cdot f'_c \cdot A_g$ y ϕP_b hasta 0.90, esto dependerá del ϕP_n .

La resistencia requerida R_u son las cargas provenientes del análisis estructural que han sido amplificadas con el objetivo de llevarlas a una condición extrema o última, estos factores de amplificación de carga y combinaciones se mencionan en la Tabla 1.4.

6.1 Diseño por flexión simple

La Norma E.060 establece hipótesis de diseño para elementos sometidos a flexión:

- Las deformaciones del acero y el concreto son directamente proporcionales a la medida desde el eje neutro. Las secciones planas permanecen planas (Hipótesis de Navier) a excepción de las vigas con gran peralte.
- La deformación máxima del concreto, en la fibra al extremo a compresión será de $\epsilon_{cu} = 0.003$.
- El diagrama constitutivo del acero de refuerzo se supone elastoplástico. El esfuerzo del acero será E_s (módulo de elasticidad del acero) veces la deformación unitaria del acero ϵ_s hasta que el esfuerzo llegue al f_y (resistencia del acero en fluencia).

- Despreciar la resistencia del concreto en compresión. Se permite su uso por aumentar la resistencia del elemento a flexión.
- La relación del esfuerzo del concreto en compresión con la deformación del concreto se puede asumir como rectangular, trapezoidal, parabólica o cualquier otra forma que prediga la resistencia de los resultados experimentales.
- Se puede reemplazar el diagrama real de la relación del esfuerzo del concreto en compresión con la deformación del concreto con un bloque equivalente de compresiones $0.85f'_c$ desde el borde de la sección transversal del elemento hasta una distancia $a = \beta_1 \cdot c$ (para nuestro caso, donde el $f'_c = 210\text{kg/cm}^2$, $\beta_1 = 0.85$).

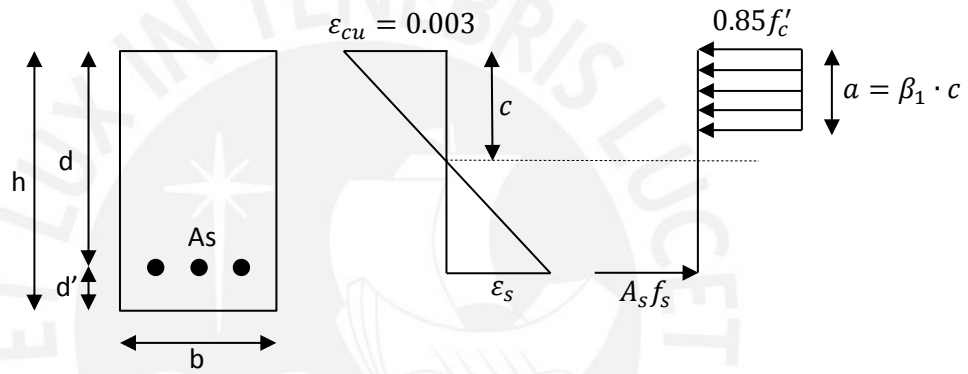


Figura 6.1. Bloque equivalente de compresiones.

Del equilibrio de fuerzas de la última parte de la Figura 6.1 se obtiene:

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} \quad (6.1.1)$$

$$M_n = A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) \quad (6.1.2)$$

Para las ecuaciones anteriores, se deberá asumir que la deformación unitaria del acero y sobrepaso su límite en fluencia ($\epsilon_s = 0.0021$ para un $f_y = 4200\text{kg/cm}^2$) y que el acero colocado es menor al acero balanceado.

Para secciones rectangulares, la cuantía es la relación del área de acero de refuerzo con el producto del ancho de la sección con el peralte efectivo.

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} \quad (6.1.3)$$

$$\omega = \frac{\rho \cdot f_y}{f'_c} \quad (6.1.4)$$

$$M_u = \phi M_n = \phi \cdot f'_c \cdot \omega \cdot b \cdot d^2 \cdot (1 - 0.59\omega) \quad (6.1.5)$$

$$K_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2} \quad (6.1.6)$$

Cuantía balanceada, acero máximo y acero mínimo

Una cuantía balanceada se obtiene en una falla balanceada. Esta falla se da cuando el concreto llega a su deformación de agotamiento ε_{cu} al mismo tiempo que la deformación de fluencia del acero ε_y . La Norma E.060 menciona que el acero en tracción no deberá ser mayor que el $0.75A_{sb}$.

$$\rho_b = \frac{0.85 \cdot f'_c \cdot \beta_1}{f_y} \cdot \frac{\varepsilon_{cu} \cdot E_{cu}}{\varepsilon_{cu} \cdot E_{cu} + f_y} \quad (6.1.7)$$

$$A_{s_{m\acute{a}x}} = 0.75 \cdot \rho_b \cdot b \cdot d \quad (6.1.8)$$

La Norma E.060 menciona que la resistencia de diseño de cualquier sección de la estructura deberá ser, por lo menos, 1.2 veces el momento de agrietamiento de la sección bruta M_{cr} .

$$\phi M_n \geq 1.2 M_{cr} \quad (6.1.9)$$

$$M_{cr} = \frac{f_r \cdot I_g}{y_t} \quad (6.1.10)$$

$$f_r = 2\sqrt{f'_c} \quad (6.1.11)$$

El acero mínimo para secciones rectangulares y secciones en T con el ala en compresión será:

$$A_{s_{min}} = \frac{0.7\sqrt{f'_c}}{f_y} \cdot b_w \cdot d \quad (6.1.12)$$

Deflexiones

Es necesario controlar las deflexiones en los elementos estructurales para evitar el mal funcionamiento de la estructura; para prevenir los daños en los elementos no estructurales, como tabiques, puertas y ventanas; y por fines estéticos.

Existen dos tipos de deflexiones: las deflexiones instantáneas y las deflexiones diferidas. Las instantáneas se originan debido a la aplicación de las cargas de diseño y las diferidas se originan en el tiempo debido al flujo plástico del concreto y la retracción de los elementos.

- Deflexiones inmediatas

Se calculará con el módulo de elasticidad del concreto $E_c = 15000\sqrt{f'_c}$ y con el momento de inercia efectivo de la sección transformada agrietada I_e , para obtenerla tenemos:

Momento de inercia de la sección agrietada para secciones sin acero en compresión:

$$I_e = \frac{b \cdot c^3}{3} + n \cdot A_s \cdot (d - c)^2 \quad (6.1.13)$$

Momento de inercia de la sección agrietada para secciones con acero en compresión:

$$I_e = \frac{b \cdot c^3}{3} + n \cdot A_s \cdot (d - c)^2 + (2n - 1) \cdot A_s' \cdot (c - d')^2 \quad (6.1.14)$$

Para tramos interiores en elementos continuos:

$$I_{e \text{ prom}} = \frac{(I_{e1} + I_{e2} + 2I_{e3})}{4} \quad (6.1.15)$$

Para tramos exteriores en elementos continuos:

$$I_{e \text{ prom}} = \frac{(I_{e1} + 2I_{e3})}{3} \quad (6.1.16)$$

Donde I_{e1} e I_{e2} son los tramos externos, cerca de los apoyos, y I_{e3} es el tramo interno, a la mitad del tramo.

Para elementos que tengan apoyos simples en ambos extremos, se debe usar el momento de inercia de la sección central. Para elementos que estén en voladizo, se tomará el momento de inercia en el apoyo del voladizo.

- Deflexiones diferidas

Se calcula multiplicando la deflexión inmediata por el factor $\lambda\Delta$.

$$\lambda\Delta = \frac{\xi}{1 + 50\rho'} \quad (6.1.17)$$

Tabla 6.1. Factores de reducción de resistencia.

Duración de la carga	ξ
1 mes	0.7
3 meses	1.0
6 meses	1.2
12 meses	1.4
5 años a más	2.0

Ambas deflexiones deberán cumplir con las deflexiones máximas admisibles por la Norma E.060.

Tabla 6.2. Deflexiones máximas admisibles (Norma Técnica E.060, 2009).

Tipo de Elemento	Deflexión considerada	Límite de deflexión
Techos planos que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	Deflexión inmediata debida a la carga viva	$l/180$
Pisos que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	Deflexión inmediata debida a la carga viva	$l/360$
Pisos o techos que soporten o estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	La parte de la deflexión total que ocurre después de la unión de los elementos no estructurales (la suma de la deflexión a largo plazo debida a todas las cargas permanentes, y la deflexión inmediata debida a cualquier carga viva adicional)	$l/480$
Pisos o techos que soporten o estén ligados a elementos no estructurales no susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.		$l/240$

6.2 Diseño por cortante

Siguiendo el método de diseño por resistencia, el diseño de secciones sometidas a fuerzas cortantes, se tiene:

$$\phi V_n \geq V_u \quad (6.2.1)$$

Donde V_n es la suma de las resistencias nominales al cortante proporcionadas por el concreto V_c y por el refuerzo V_s . V_u es la fuerza cortante resultante del análisis amplificada.

Como se tiene el caso de elementos no preesforzados, se permite el diseño de las secciones a una distancia d medida desde la cara del apoyo del elemento. La fuerza cortante V_u se calculará a una distancia d de la cara.

Para calcular la resistencia nominal al cortante del concreto V_c , la Norma E.060 muestra las siguientes ecuaciones:

- Elementos sometidos a cortante y flexión

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \quad (6.2.2)$$

- Elementos sometidos a compresión axial

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c} \cdot \left(1 + \frac{N_u}{140 \cdot A_g}\right) \cdot b_w \cdot d \quad (6.2.3)$$

Donde b_w es el ancho del alma de la sección transversal, N_u es la carga axial a compresión y A_g es el área bruta de la sección de concreto.

Del mismo modo, para calcular la resistencia nominal al cortante del acero V_s , la Norma E.060 muestra la siguiente ecuación:

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s} \quad (6.2.4)$$

$$V_s \leq 2.1 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \quad (6.2.5)$$

Donde A_v es el área total de cada estribo que cruza la grieta y s es la separación que hay entre estribos. En caso no se cumpla la ecuación 6.2.5, se deberá aumentar las dimensiones de la sección o aumentar la resistencia a compresión del concreto.

Espaciamiento mínimo de estribos

Se debe garantizar que al menos un estribo cruce la grieta inclinada potencial a 45°, por lo que la Norma E.060 exige lo siguiente:

$$V_s \leq 1.1\sqrt{f'_c}(b_w \cdot d) \quad \rightarrow \quad s \leq 0.60m \quad \text{ó} \quad s \leq \frac{d}{2} \quad (6.2.6)$$

$$V_s > 1.1\sqrt{f'_c}(b_w \cdot d) \rightarrow s \leq 0.30m \text{ ó } s \leq \frac{d}{4} \quad (6.2.7)$$

Estribos mínimos

En caso que $0.5 \phi V_c \leq V_u \leq \phi V_c$ se deberá colocar estribos mínimos, a excepción de zapatas, losas, losas nervadas y aligeradas y vigas con un peralte menor o igual que 250mm, 2.5 veces el espesor del ala o 0.5 veces el ancho del alma.

$$A_{s_{min}} = 0.2 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{b_w \cdot s}{f_y} \quad (6.2.8)$$

$$A_{s_{min}} = 3.5 \cdot \frac{b_w \cdot s}{f_y} \quad (6.2.9)$$

6.3 Diseño por flexocompresión

Para diferenciar el tipo de diseño que se hará al elemento, se puede diferenciar con:

$$P_u < 0.1 \cdot f'_c \cdot A_g \quad (6.3.1)$$

Si el elemento cumple con la ecuación 6.3.1, este se deberá diseñar como un elemento en flexión simple (viga); si no cumple, será diseñado como un elemento en flexocompresión (columna).

Diagrama de Interacción

Para calcular la resistencia de una columna, es necesario calcular las resistencias nominales a carga axial P_n y a flexión M_n . Debido a que existen infinitas combinaciones de M_n y P_n , pues el valor de M_n dependerá de la magnitud de P_n y viceversa, es necesario realizar un diagrama de interacción. Un diagrama de interacción es un lugar geométrico en donde las combinaciones de P y M provocan la falla y agotan la capacidad de la sección. Las hipótesis de diseño serán similares a las de flexión simple.

Algunos puntos notables en el diagrama de interacción son:

- Punto de falla en compresión pura
Columnas con estribos: $\phi = 0.7, \alpha = 0.8$
Columnas con espirales $\phi = 0.75, \alpha = 0.85$

$$P_{u_{máx}} = \phi \cdot \alpha \cdot P_o = \phi \cdot \alpha \cdot [0.85 \cdot f'_c \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}] \quad (6.3.2)$$

- Punto donde la sección se agrita $\varepsilon_{cu} = 0.003$.
- Punto en donde no hay deformación en tracción en refuerzo más alejado del borde de compresión.
- Punto en donde el refuerzo en tracción ha alcanzado un esfuerzo del 50% del esfuerzo de fluencia $f_s = 0.5f_y$.
- Punto de la falla balanceada de la sección.
- Punto de flexión pura, en donde la carga axial es nula. Este punto le logra con iteraciones.
- Punto de tracción pura T_o

$$\phi T_o = 0.9 \cdot A_{st} \cdot f_y \quad (6.3.3)$$

donde A_{st} es el acero total de refuerzo.

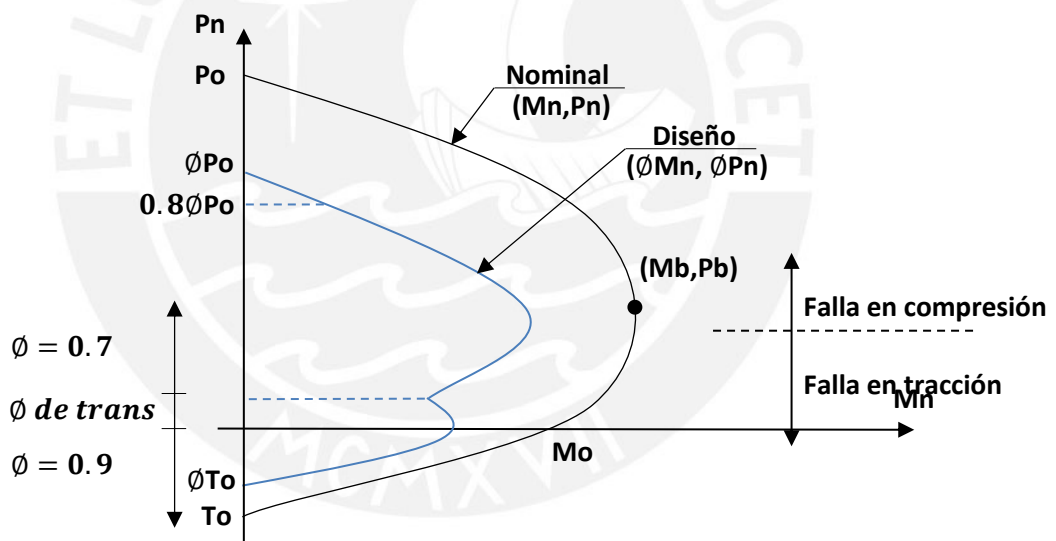


Figura 6.2. Diagrama de interacción.

CAPÍTULO VII – DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS

Las losas aligeradas son muy comunes en Perú y son un tipo de losas nervadas, en las cuales existe una unión monolítica entre viguetas, espaciadas a cierta distancia, y una losa delgada en la parte superior. En nuestro medio, para llenar el vacío entre las viguetas se emplean ladrillos de arcilla o poliestireno expandido.

Como se observa en la Figura 7.1, en una losa aligerada típica las viguetas están espaciadas cada 40cm, el ancho de alma b_w es de 10cm y la losa superior es de 5cm. La altura de un aligerado puede ser de 17, 20, 25 ó 30 cm. El diseño del aligerado se realiza por vigueta y solo se toma combinación 1.4CM+1.7CV debido a que los efectos de sismo en estas losas son despreciables.

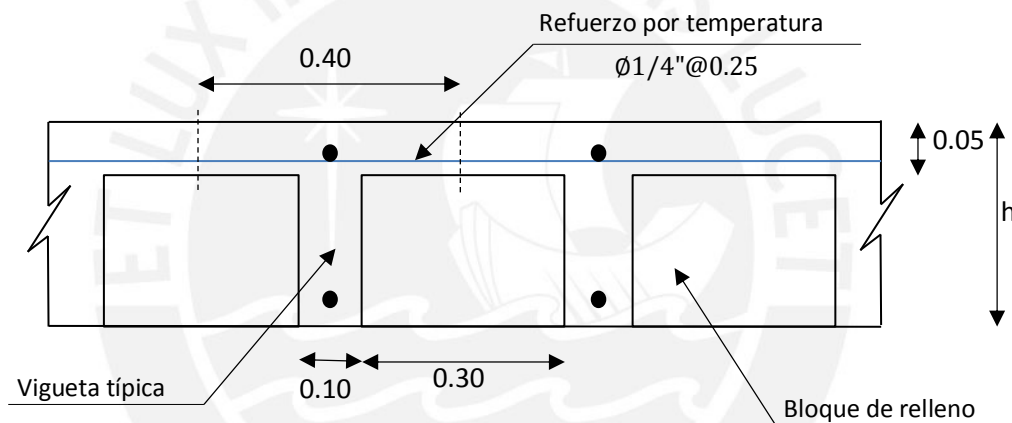


Figura 7.1. Aligerado convencional utilizado en nuestro medio.

7.1 Diseño por flexión

La vigueta se diseña como una viga en T, por lo que se debe comprobar que el bloque de compresiones se encuentra en la losa de 5cm, consideración que normalmente se cumple en los aligerados. Para el cálculo del acero de refuerzo, se deberá usar la resistencia del concreto en compresión, para lo cual usará una sección de 40cm de ancho para las secciones de momento positivo y una sección de 10cm para secciones de momento negativo.

A modo de ejemplo se diseñará un aligerado de cuatro tramos ubicado entre los ejes D y E en el nivel (ver Figura 4.1 y Figura 4.2), el metrado de dicho tramo se encuentra en el capítulo 4 (ver Figura 4.3). A continuación, se muestra el diagrama de momentos del tramo elegido.

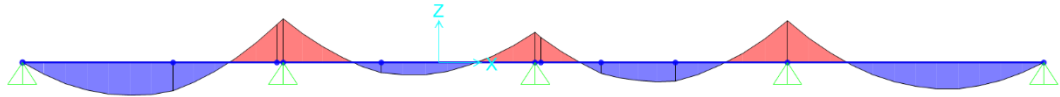


Figura 7.2. Diagrama de momentos flectores del aligerado seleccionado.

Como se observa en la Figura 7.2, en el modelo se colocan apoyos simples en reemplazo a las vigas. En los extremos, donde no existe momento flector, se recomienda usar un valor de $w \cdot l_n^2/24$, en donde w es la carga distribuida y l_n es la luz libre del tramo. Una vez que se obtiene los momentos flectores, se aplicarán las fórmulas 6.1.1, 6.1.2, 6.1.3, 6.1.4, 6.1.5 y 6.1.6.

Tabla 7.1. Cálculo de acero de aligerado.

	Tramo 1			Tramo 2			Tramo 3			Tramo 4		
	M-	M+	M-	M-	M+	M-	M-	M+	M-	M-	M+	M-
Mu (ton-m)	0.42	1.01	1.10	1.21	0.48	0.87	0.83	0.59	1.17	1.11	0.92	0.40
bw (m)	0.1	0.4	0.1	0.1	0.4	0.1	0.1	0.4	0.1	0.1	0.4	0.1
d (m)	0.17	0.17	0.17	0.17	0.17	0.17	0.17	0.17	0.17	0.17	0.17	0.17
Ku	14.4 64	8.73 7	38.1 66	41.8 69	4.15 2	30.1 04	28.72 0	5.10 4	40.4 84	38.4 08	7.95 8	13.9 24
ρ	0.00 4	0.00 2	0.01 2	0.01 3	0.00 1	0.00 9	0.008 0	0.00 1	0.01 3	0.01 2	0.00 2	0.00 4
As (cm ²)	0.68	1.62	1.99	2.23	0.76	1.51	1.43	0.93	2.14	2.01	1.47	0.66

Se debe verificar el acero máximo según las ecuaciones 6.1.7 y 6.1.8. Se debe tener en cuenta que, para secciones rectangulares, con un $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$, un $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$, el $\rho_{bal} = 2.13\%$ y $0.75\rho_{bal} = 1.59\%$. Entonces, el Ku máximo para una sección con las condiciones mencionadas es 49.06. $As_{m\acute{a}x}^- = 2.7 \text{ cm}^2$, $As_{m\acute{a}x}^+ = 7.5 \text{ cm}^2$

Para hallar el acero mínimo, usamos la ecuación 6.1.12, la cual es aplicable para secciones T con el ala en compresión, con lo que se tiene $As_{min}^+ = 0.41 \text{ cm}^2$. Para las secciones en T con el alma en compresión, es necesario usar las ecuaciones 6.1.9, 6.1.10 y 6.1.11, con lo que se obtiene $As_{min}^- = 1.01 \text{ cm}^2$.

Sin embargo, este valor puede ser muy elevado. Se ha demostrado experimentalmente que el acero los aligerados por debajo del acero mínimo, tienen un buen funcionamiento. Una alternativa al acero mínimo indicado en la Norma E.060 puede ser 1.3 veces el acero requerido en la sección.

7.2 Diseño por cortante

Las losas no tienen estribos, es por ello que toda la fuerza cortante es resistida por el alma de la sección. Para el diseño por cortante de losas, la Norma E.060 permite amplificar la resistencia del concreto en 10%.

$$V_c = 1.1 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \quad (7.2.1)$$

En caso no se llegue a la resistencia deseada, se puede hacer un ensanche a la vigueta. Los ensanches pueden ser alternados o corridos. En el caso de una vigueta típica de losa aligerada, en un ensanche alternado se usa un b_w de 25cm, mientras que en un ensanche corrido se usa un b_w de 40cm. En caso estos ensanches no son suficientes, será necesario aumentar el peralte de las losas o aumentar la resistencia a compresión del concreto.

A continuación, se muestra el diagrama de fuerza cortante del tramo elegido.

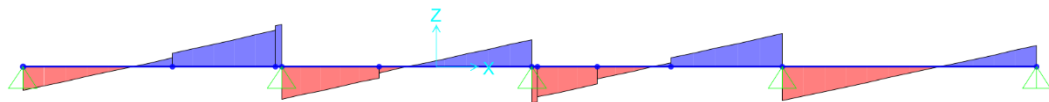


Figura 7.3. Diagrama de fuerza cortante del aligerado seleccionado.

Para verificar el diseño por cortante, se usará la ecuación 7.2.1 y se usará un ϕ de 0.85 (Tabla 1.3). El ensanche se hará hasta una distancia en donde la capacidad por cortante con b_w de 10cm pueda satisfacer la resistencia de diseño. En este caso, se usará un ensanche de 30cm.

Tabla 7.2. Cálculo de ensanche de aligerado.

	Tramo 1		Tramo 2		Tramo 3		Tramo 4	
V_u (ton)	0.7295	1.231	1.043	0.852	1.006	1.072	1.103	0.6395
b_w (m)	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1
ϕV_c	1.221	1.221	1.221	1.221	1.221	1.221	1.221	1.221
¿Necesita ensanche?	NO	SI	NO	NO	NO	NO	NO	NO

7.3 Refuerzo por contracción y temperatura

La Norma E.060 indica las cuantías mínimas de acero debido a la retracción y temperatura en losas. Esto evitará grandes fisuraciones por los cambios volumétricos.

Tabla 7.3. Cuantías mínimas en losas según tipo de acero (Norma Técnica E.060, 2009).

Tipo de barra	Cuantía ρ
Barras lisas	0.0025
Barras corrugadas con $f_y < 4200 \text{ kg/cm}^2$	0.0020
Barras corrugadas o malla de alambre (liso o corrugado) de intersecciones soldadas, $f_y \geq 4200 \text{ kg/cm}^2$	0.0018

Para un aligerado típico en este medio, se coloca un fierro por contracción y temperatura de $\frac{1}{4}"$ @ 0.25m.

7.4 Corte de fierro

Para lograr un diseño eficiente y económico, se deberá cortar el fierro en zonas donde no sean necesarias. En la Figura 7.2 se muestran criterios prácticos para el corte de fierro. Estos son criterios son una regla práctica, resultado de la experiencia y que, en la mayoría de casos, cumplen con los requerimientos de la Norma E.060.

Estos criterios se deben verificar con el corte de fierro especificado en la Norma E.060 en caso las cargas sean excesivas o con luces irregulares. En el caso de la losa aligerada del ejemplo, las cargas son uniformes, no son excesivas y las luces son similares.

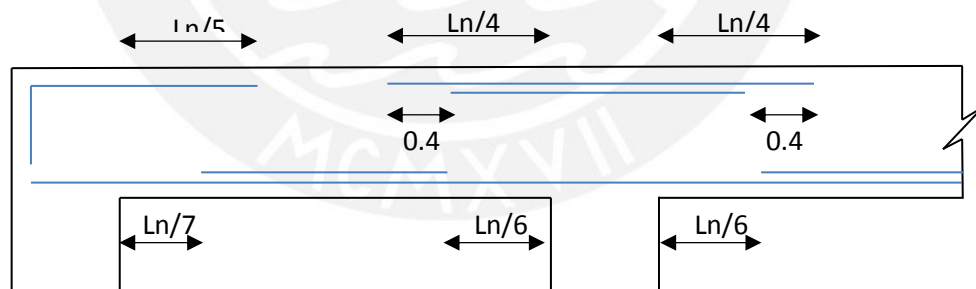


Figura 7.4. Corte de fierro en losas y vigas.

7.5 Deflexión bajo cargas de servicio

La Norma E.060 menciona que hay ciertas relaciones de entre el peralte de la losa y la luz en las que no se necesitan verificar las deflexiones. En la Tabla 3.2 se mencionan dichas relaciones. Para el tramo elegido como ejemplo, se deberá verificar las deflexiones.

Se analizará el primero de los cuatro tramos de la vigueta ejemplo. Para elementos continuos, tenemos la siguiente fórmula:

$$\Delta = \frac{5 \cdot L^2}{48 \cdot E_c \cdot I_{ef}} [M_{cl}^+ - 0.1(M_i + M_d)] \quad (7.5.1)$$

Donde M_{cl}^+ es el momento en el medio del tramo, M_i es el momento en el apoyo del lado izquierdo y M_d es el momento en el apoyo del lado derecho.

Según la Tabla 6.2, solo se deberá de calcular las deflexiones inmediatas debido a la carga viva, ya que no hay algún elemento no estructural susceptible a sufrir daños, los tabiques que se encuentran sobre losa, están soportados por vigas chatas.

En el primer tramo de la losa hay una luz de 5.10m, un módulo de elasticidad del concreto $E_c = 217400.0 \text{ kg/cm}^2$, los momentos $M_{cl}^+ = 0.1964 \text{ ton} - m$ y $M_d = 0.2205 \text{ ton} - m$ y para el momento de inercia efectivo I_{ef} se usará la ecuación 6.1.16.

$$I_{e \text{ prom}} = \frac{(3463.57 + 2 \cdot 3852.2)}{3}$$

$$\Delta_{cv} = \frac{5 \cdot 510^2}{48 \cdot 2.2 \times 10^5 \cdot 3722.66} [0.1964 \times 10^5 - 0.1(0 + 0.2205 \times 10^5)] = 0.58 \text{ cm}$$

De la tabla 6.3, se verifican las deflexiones admisibles para una luz de 5.10 m ($\frac{l}{360} = \frac{510}{360} = 1.42 \text{ cm} > \Delta_{cm}$). Con lo que se verifica que la deflexión calculada es menor que la admisible por la Norma.

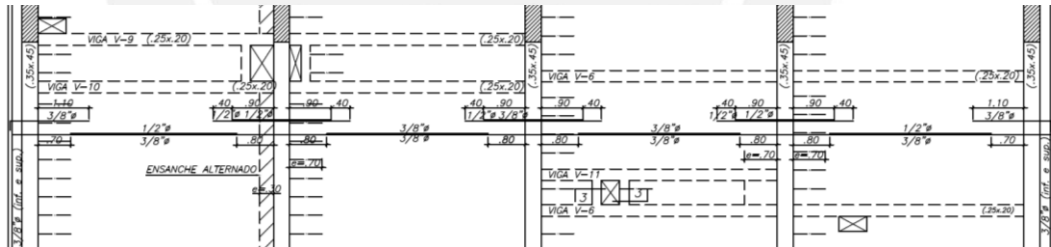


Figura 7.5. Presentación del diseño de losa aligerada.

CAPÍTULO VIII – DISEÑO DE LOSAS MACIZAS

Las losas macizas son de uso común en el medio, las cuales son usadas para tener un espesor delgado y para darle mayor rigidez al diafragma. En algunos casos se opta por este tipo de losas para facilitar el pase de tuberías en la etapa de construcción, ya que en una losa aligerada el espesor es más restringido. En este edificio se usaron las losas macizas en la zona de rampas vehiculares, en las terrazas y en la zona de escalera y ascensor.

Se tiene que diferenciar dos tipos de losas según su geometría. Si la dimensión de uno de los lados de la losa (dirección larga) es mucho más importante que la otra dimensión (dirección corta), se habla de una losa maciza en una sola dirección, cuyo análisis se hará tomando una franja de un metro de la menor dimensión.

Cuando ambas dimensiones son considerables, se habla de una losa de dos direcciones. Para el análisis de losas macizas armadas en dos direcciones, la Norma E.060 menciona dos métodos: el método de coeficientes y el método directo, los cuales deben cumplir ciertos requerimientos mencionados en la Norma E.060. Si se tiene losas macizas con dimensiones irregulares, se deberá realizar un modelo en algún programa de análisis.

El diseño de la losa maciza solo se toma combinación 1.4CM+1.7CV debido a que los efectos de sismo en estas losas son despreciables. En el caso de este edificio, se colocaron losas macizas en una dirección en la zona de rampas y terrazas y losas macizas en dos direcciones en la zona de escalera y ascensor.

8.1 Diseño por flexión

Se analiza un tramo de losa en rampa, un ancho de metro. La losa de rampa es de 15 cm de espesor. El paño de losa que se ubica en la zona de escalera y ascensor es de 20 cm de espesor y es un paño pequeño, por lo que se colocará el acero mínimo. La Tabla 7.3 menciona las cuantías mínimas de acero que exige la Norma E.060.

$$A_{s_{min}} = 0.0018 \cdot b \cdot h = 0.0018 \cdot 100 \cdot 15 = 2.7 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{min}} = 0.0018 \cdot b \cdot h = 0.0018 \cdot 100 \cdot 20 = 3.6 \text{ cm}^2$$

Este acero mínimo se reparte entre en el número de capas que exista. Entonces según el acero mínimo, se usará:

Ø3/8"@0.20 para losas de 20cm de espesor

Como se observa en la Tabla 7.1, el acero requerido es 2.87 cm², por lo que el acero colocado será de Ø3/8"@0.25, similar al acero mínimo.

Tabla 8.1. Cálculo de acero de losa de rampa.

	M-	M+	M-
Mu (ton-m)	0.42	1.26	0.42
bw (m)	1.00	1.00	1.00
d (m)	0.12	0.12	0.12
Ku	2.927	8.782	2.927
p	0.001	0.002	0.001
As	0.94	2.87	0.94

El diseño por cortante se realizará de manera similar como en el caso de losa aligerada, pero sin la consideración del aumento del 10% que proporciona la Norma E.060. En caso no se cumpla con la resistencia deseada, se deberá aumentar el espesor de la losa o aumentar la resistencia a compresión del concreto.

$$\phi V_c = 0.85 \cdot 0.53 \sqrt{210} \cdot 100 \cdot 12 = 7834.04 \text{ ton}$$

$$V_u = 1532.85 \text{ ton} \leq \phi V_c$$

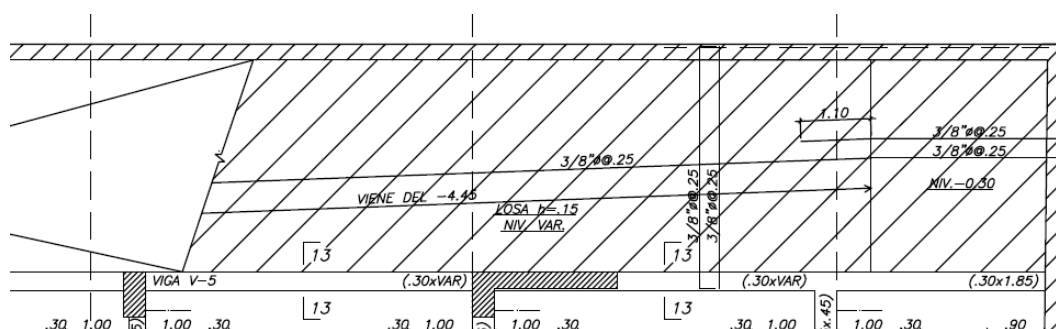


Figura 8.1. Presentación del diseño de losa maciza en rampa.

CAPÍTULO IX – DISEÑO DE VIGAS PERALTADAS

Las vigas son los elementos que reciben toda la carga de las losas para transferirlas a otras vigas o directamente a columnas o placas. Gracias a las vigas se pueden formar los pórticos, los cuales son un conjunto de vigas, columnas y placas conectadas a través de un eje de la estructura. La función de estos elementos es de resistir los esfuerzos horizontales originados por el sismo y proporcionar rigidez lateral al edificio, mientras una viga tenga mayor peralte, mayor rigidez lateral aportará.

Dependiendo del peralte de la viga, estas pueden ser chatas o peraltadas. Las vigas chatas tienen el mismo espesor de la losa, mientras que la viga peraltada es de mayor altura que la losa, con lo que es visible. Las vigas peraltas normales sobresalen por debajo de la losa y una viga peraltada invertida sobresalen hacia arriba. Estas últimas se suelen usar cuando se tiene un muro o parapeto por encima y a lo largo de la viga o cuando las vigas se encuentran en el último techo.

A diferencia de las losas, las vigas si absorberán las cargas de sismo, por lo que se usarán todas las combinaciones de la Tabla 1.4 establecidas por la Norma E.060. Las cargas de gravedad se analizarán mediante un modelo de pórtico aislado en una sola dirección. Por otro lado, las cargas de sismo se obtendrán del modelo sísmico de la estructura. Luego de generar todas las combinaciones de carga, se deberá generar la envolvente, la cual es el conjunto de valores máximos de momento flector y fuerza cortante.

9.1 Diseño por flexión

El momento resistente debe ser mayor o igual que el actuante.

A modo de ejemplo, se diseñará la viga V-28 (ver Figura 4.4), la cual es una viga de cuatro tramos, de sección 30 x 45 cm y los metrado de cargas de muerta y viva, se encuentra en el Capítulo 4 (ver Figura 4.9 y Figura 4.10). A continuación, se muestran los diagramas de momentos de la viga seleccionada.

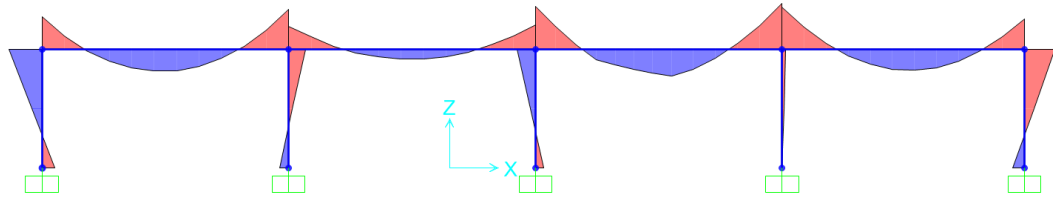


Figura 9.1. Diagrama de momento flector de viga V-28 (Cargas de gravedad).

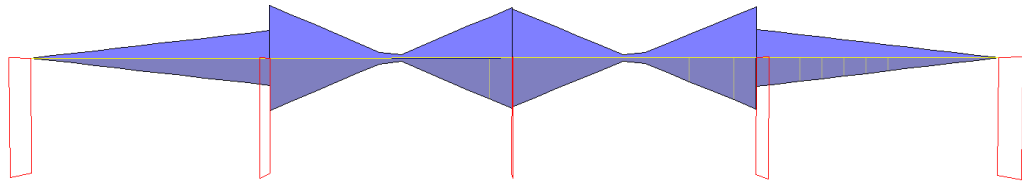


Figura 9.2. Diagrama de momento flector de la viga V-28 (Cargas de sismo).

Tabla 9.1. Cálculo de combinaciones y envolvente de Mu (Tramo 1 y 2).

	Tramo 1			Tramo 2		
CM	2.900	2.380	3.746	2.474	1.250	2.720
CV	1.005	0.830	1.184	0.508	0.180	0.502
CS			2.190	4.210		3.960
1.4CM+1.7CV	5.769	4.743	7.257	4.327	2.056	4.661
1.25(CM+CV)+CS	4.881	4.013	8.353	7.938	1.788	7.988
1.25(CM+CV)-CS	4.881	4.013	3.973	-0.483	1.788	0.068
0.9CM+CS	2.610	2.142	5.561	6.437	1.125	6.408
0.9CM-CS	2.610	2.142	1.181	-1.983	1.125	-1.512
ENVOLVENTE	5.769	4.743	8.353	7.938 -1.983	2.056	7.988 -1.512

Tabla 9.2. Cálculo de combinaciones y envolvente de Mu (Tramo 3 y 4).

	Tramo 3			Tramo 4		
CM	4.308	3.200	4.509	4.048	2.330	2.720
CV	1.062	0.810	1.275	1.285	0.770	0.901
CS	3.850		4.040	2.200		
1.4CM+1.7CV	7.837	5.857	8.480	7.852	4.571	5.340
1.25(CM+CV)+CS	10.563	5.013	11.270	8.866	3.875	4.526
1.25(CM+CV)-CS	2.863	5.013	3.190	4.466	3.875	4.526
0.9CM+CS	7.727	2.880	8.098	5.843	2.097	2.448
0.9CM-CS	0.027	2.880	0.018	1.443	2.097	2.448
ENVOLVENTE	10.563	5.857	11.270	8.866	4.571	5.340

Para un $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$, $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$, una viga de ancho 30 cm, un peralte de 45 cm y un peralte efectivo de 39 cm, se obtiene el área de acero requerido:

Tabla 9.3. Cálculo de acero requerido (Tramo 1 y 2).

	Tramo 1			Tramo 2		
	M-	M+	M-	M-	M+	M-
Mu (ton-m)	5.769	4.743	8.353	7.938	2.056	7.988
Ku	12.642	10.394	18.305	17.395	4.506	17.505
ρ	0.003	0.003	0.005	0.005	0.001	0.005
As	4.08	3.33	6.03	5.71	1.41	5.75
\emptyset	2 \emptyset 5/8"	2 \emptyset 5/8"	3 \emptyset 5/8"	3 \emptyset 5/8"	2 \emptyset 5/8"	4 \emptyset 5/8"

Tabla 9.4. Cálculo de acero requerido (Tramo 3 y 4).

	Tramo 3			Tramo 4		
	M-	M+	M-	M-	M+	M-
Mu (ton-m)	10.563	5.857	11.270	8.866	4.571	5.340
Ku	23.148	12.836	24.699	19.431	10.018	11.702
ρ	0.007	0.004	0.007	0.005	0.003	0.003
As	7.77	4.15	8.35	6.43	3.20	3.76
\emptyset	4 \emptyset 5/8"	3 \emptyset 5/8"	3 \emptyset 5/8" 1 \emptyset 3/4"	3 \emptyset 5/8" 1 \emptyset 3/4"	2 \emptyset 5/8"	2 \emptyset 5/8"

Se debe verificar que el acero calculado cumpla con los requerimientos de acero mínimo y máximo de la Norma E.060, con las ecuaciones 6.1.8 (teniendo en cuenta que con un $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$, un $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$, el $\rho_{bal} = 2.13\%$) y 6.1.12.

$$A_{s_{\max}} = 0.75 \cdot 0.0213 \cdot 30 \cdot 39 = 18.69 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{0.7\sqrt{210}}{4200} \cdot 30 \cdot 39 = 2.83 \text{ cm}^2$$

Se comprueba que en todos los casos se cumple con los requerimientos del área mínima y máxima del acero de refuerzo.

Adicionalmente a lo antes mencionado, el capítulo 21 de la Norma E.060 menciona algunas disposiciones especiales para el diseño sísmico, con el fin de que la estructura tenga un comportamiento más dúctil ante un sismo.

La Norma E.060 brinda algunos requisitos para vigas y columnas para edificios de muros estructurales y otros requisitos para, más exigentes, para edificios de pórticos.

Como en este caso, el sistema estructural del edificio es de muros, se mencionarán sus requerimientos (adaptado de Norma Técnica E.060, 2009):

- Se deberá colocar un refuerzo corrido a todo lo largo de la viga, este refuerzo serán dos barras tanto en la cara superior como en la inferior, con un área de acero no menor al mínimo.
- Se evitarán los empalmes traslapados dentro de una zona localizada a dos veces el empalme del elemento, medida desde la cara del nudo.
- La resistencia a momento positivo en la cara del nudo será mayor que un tercio de la resistencia a momento negativo de la misma cara. La resistencia a momento negativo y positivo en cualquier punto del elemento deben ser mayores de un cuarto de la máxima resistencia a momento proporcionada en la cara de cualquiera de los nudos.

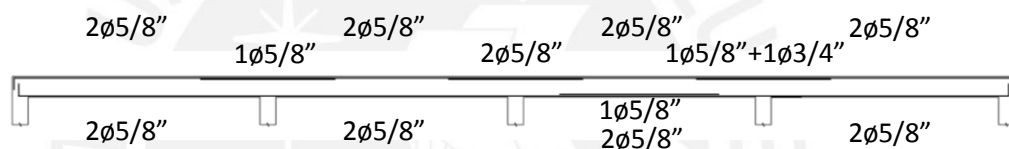


Figura 9.3. Acero colocado en la viga V-28.

Como se observa en la Figura 9.3, se verifica los requerimientos del capítulo 21 de la Norma E.060, en donde se pide que el fierro corrido sea, como mínimo, dos barras; se pide que la resistencia a momento positivo en cada nudo (ϕM_n para $2\phi 5/8''$) sea mayor a la tercera parte del momento positivo del mismo nudo (ϕM_n para $3\phi 5/8''$, $4\phi 5/8''$ y $3\phi 5/8'' + 1\phi 3/4''$); y se pide que el momento positivo y negativo en cualquier punto (ϕM_n para $2\phi 5/8''$, como mínimo) sea mayor a la cuarta parte del momento en cualquiera de los nudos (ϕM_n para $3\phi 5/8'' + 1\phi 3/4''$, como máximo).

Tabla 9.5. Cálculo de la resistencia a momento para la viga V-28.

Refuerzo colocado	Área de refuerzo (cm ²)	M _n (ton-m)	ϕM_n (ton-m)
$2\phi 5/8''$	4.00	6.29	5.66
$3\phi 5/8''$	6.00	9.23	8.31
$4\phi 5/8''$	8.00	12.06	10.85
$3\phi 5/8'' + 1\phi 3/4''$	8.84	13.19	11.87

9.2 Diseño por cortante

Es común que la fuerza cortante requerida de las vigas sea mucho mayor que la capacidad a cortante del concreto. Por tal motivo, en todos los casos se usan refuerzos por corte, estribos en este caso.

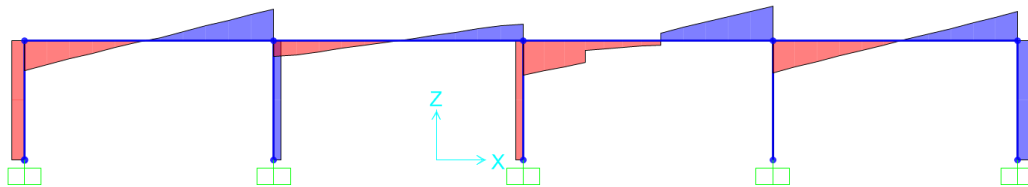


Figura 9.4. Diagrama de fuerza cortante de viga V-28 (Cargas de gravedad).

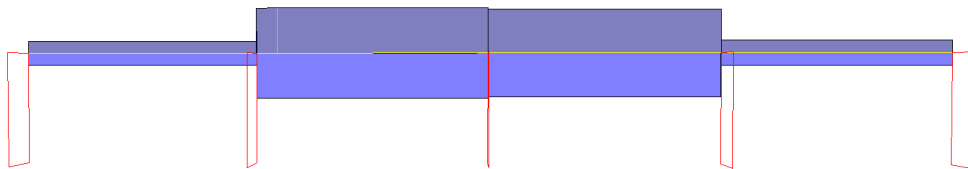


Figura 9.5. Diagrama de fuerza cortante de viga V-28 (Cargas de sismo).

Para calcular el espaciamiento de estribos, se debe cumplir con la siguiente ecuación:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c \quad (9.2.1)$$

Donde $\phi = 0.85$ para la sollicitación de cortante. Para calcular V_c se usará la ecuación 6.2.3 y los valores de V_u se obtendrán del análisis. $V_c = 0.53\sqrt{210} \cdot 30 \cdot 39 = 8.986 \text{ ton}$. Para calcular el espaciamiento s se usarán las ecuaciones 6.2.4 y 6.2.5. En este caso, se usarán estribos cerrados de $3/8"$, por lo que el área $A_v = 0.71 \cdot 2 = 1.42 \text{ cm}^2$.

Tabla 9.6. Cálculo de combinaciones y envolvente de V_u .

	Tramo 1		Tramo 2		Tramo 3		Tramo 4	
CM	3.663	4.018	2.572	2.674	4.946	4.640	4.085	3.554
CV	1.239	1.310	0.459	0.456	1.285	1.349	1.322	1.168
CS	0.420	0.420	1.600	1.600	1.550	1.550	0.420	0.420
1.4CM+1.7CV	7.235	7.852	4.381	4.519	9.109	8.789	7.966	6.961
1.25(CM+CV)+CS	6.548	7.080	5.389	5.513	9.339	9.036	7.179	6.323
1.25(CM+CV)-CS	5.708	6.240	2.189	2.313	6.239	5.936	6.339	5.483
0.9CM+CS	3.717	4.036	3.915	4.007	6.001	5.726	4.097	3.619
0.9CM-CS	2.877	3.196	0.715	0.807	2.901	2.626	3.257	2.779
ENVOLVENTE	7.235	7.852	5.389	5.513	9.339	9.036	7.966	6.961

Tabla 9.7. Cálculo de espaciamiento de estribos s.

	Tramo 1		Tramo 2		Tramo 3		Tramo 4	
Vu (ton)	7.235	7.852	5.389	5.513	9.339	9.036	7.966	6.961
Vc (ton)	8.986	8.986	8.986	8.986	8.986	8.986	8.986	8.986
Vs (ton)	-0.475	0.252	-	-2.501	2.001	1.645	0.386	-0.796
Av	1.420	1.420	1.420	1.420	1.420	1.420	1.420	1.420
s (cm)		923.808			116.260	141.415	602.373	

Como se observa en la Tabla 9.7, hay casos en que no se necesita estribos y otros en que los espaciamientos de estribos son muy grandes, es por ello que se usarán los espaciamientos mínimos de estribos, según las ecuaciones 6.2.6 y 6.2.7.

$$1.1\sqrt{210}(30 \cdot 39) = 18.65 \text{ ton} \geq V_s$$

Entonces, el espaciamiento mínimo de estribos será de $d/2 \approx 20$. Asimismo, se deberá verificar que, el área de estribos sea mayor al mínimo con las ecuaciones 6.2.8 y 6.2.9.

$$A_{s_{min}} = 0.2 \cdot \sqrt{210} \cdot \frac{30 \cdot 20}{4200} = 0.41 \text{ cm}^2, \quad A_{s_{min}} = 3.5 \cdot \frac{30 \cdot 20}{4200} = 0.50 \text{ cm}^2$$

Asimismo, al tener responsabilidad sísmica, la viga deberá requerimientos del capítulo 21 (adaptado de Norma Técnica E.060, 2009):

- La fuerza cortante de diseño Vu de vigas y columnas sometidas bajo solicitaciones sísmicas, deberá ser mayor al menor de los siguientes valores:
- La suma del cortante asociado con el desarrollo de los momentos nominales (Mn) del elemento en cada extremo (tomar en cuenta ambos casos, el momento nominal positivo de la izquierda con el momento nominal negativo de la derecha y el caso opuesto) restringido de la luz libre y el cortante isostático calculado para las cargas de gravedad tributarias amplificadas.

$$V_u = \frac{(M_{nd} + M_{ni})}{l_n} + \frac{w_u \cdot l_n}{2} \quad (9.2.2)$$

$$w_u = 1.25(w_m + w_v) \quad (9.2.3)$$

- Una amplificación de 2.5 al cortante máximo obtenido de las combinaciones de carga de diseño.
- Debe haber estribos cerrados de confinamiento en ambos extremos a una longitud igual a dos veces el peralte del elemento medido desde la cara del

elemento de apoyo hacia el centro de la luz. El primer estribo cerrado de confinamiento no debe estar espaciado a más de 100 mm de la cara del elemento de apoyo. Como mínimo, el diámetro de los estribos será de 8mm para barras longitudinales de hasta 5/8" de diámetro, de 3/8" para barras longitudinales de hasta 1" de diámetro y de 1/2" para barras longitudinales de mayor diámetro. El espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento no debe exceder del menor de:

- $d/4$, pero no es necesario que el espaciamiento sea menor de 150 mm
- Diez veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro
- 24 veces el diámetro de la barra del estribo cerrado de confinamiento
- 300mm
- A lo largo de la longitud del elemento, el espaciamiento máximo de los estribos es de $0.5d$. En todo el elemento la separación de los estribos, no deberá ser mayor que la requerida por la fuerza cortante.

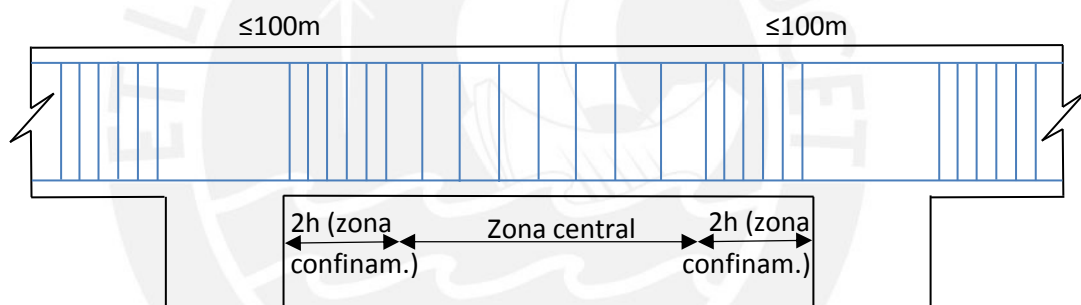


Figura 9.6. Requerimientos de estribos en vigas.

Entonces se debe calcular un nuevo V_u , usando las ecuaciones 9.2.2 y 9.2.3. Tomaremos como ejemplo el tramo 3 de la viga V-28, el tramo más cargado.

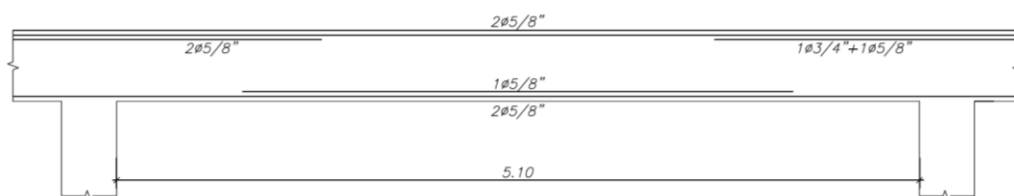


Figura 9.7. Tramo 3 de la viga V-28.

De la Tabla 9.5, se obtiene el momento nominal negativo de la derecha y el momento nominal positivo de la izquierda. Se obtiene las cargas de servicio del metrado, la Figura 4.9 y 4.10.

$$w_u = 1.25(1.704 + 0.590) = 2.868$$

$$V_u = \frac{(13.19 + 6.29)}{5.10} + \frac{2.868 \cdot 5.10}{2} = 11.13 \text{ ton}$$

Este valor se debe compara con los cortantes obtenidos en las combinaciones de carga amplificados por 2.5.

Los valores son mayores al V_u calculado por los momentos nominales, entonces se usará el menor valor ($V_u = 11.13 \text{ ton}$).

Tabla 9.8. Amplificación de cortantes V_u según el Capítulo 21 de la Norma E.060.

	Tramo 1		Tramo 2		Tramo 3		Tramo 4	
V_u (ton)	11.130	7.852	5.389	5.513	9.339	9.036	7.966	6.961
$V_{u \cdot 2.5}$	27.825	19.631	13.472	13.781	23.347	22.591	19.916	17.403

Los valores son mayores al V_u calculado por los momentos nominales, entonces se usará el menor valor ($V_u = 11.13 \text{ ton}$).

Tabla 9.9. Espaciamiento de estribos según el Capítulo 21 de la Norma E.060.

V_u (ton)	11.130
V_c (ton)	8.986
V_s (ton)	4.108
A_v (cm ²)	1.420
s (cm)	56.620

El valor sigue siendo mayor al espaciamento mínimo de estribos. Asimismo, se debe calcular el espaciamento de estribos en la zona de confinamiento ($2h = 2 \cdot 45 = 90 \text{ cm}$).

- $d/4 = 39/4 = 9.75 \text{ cm}$, pero mayor a 15 cm
- $10 \cdot \phi 5/8" = 10 \cdot 2 = 20 \text{ cm}$
- $24 \cdot \phi 3/8" = 24 \cdot 0.71 = 17.04 \text{ cm}$
- 30 cm

El menor valor de los anteriores es 15cm, entonces se elige la siguiente distribución de estribos: 1@0.05, 6@0.15, Rto. @0.20.

9.3 Corte de fierro

El corte de fierro es especificado en la Norma E.060, las consideraciones más importantes se observan en la Figura 9.7.

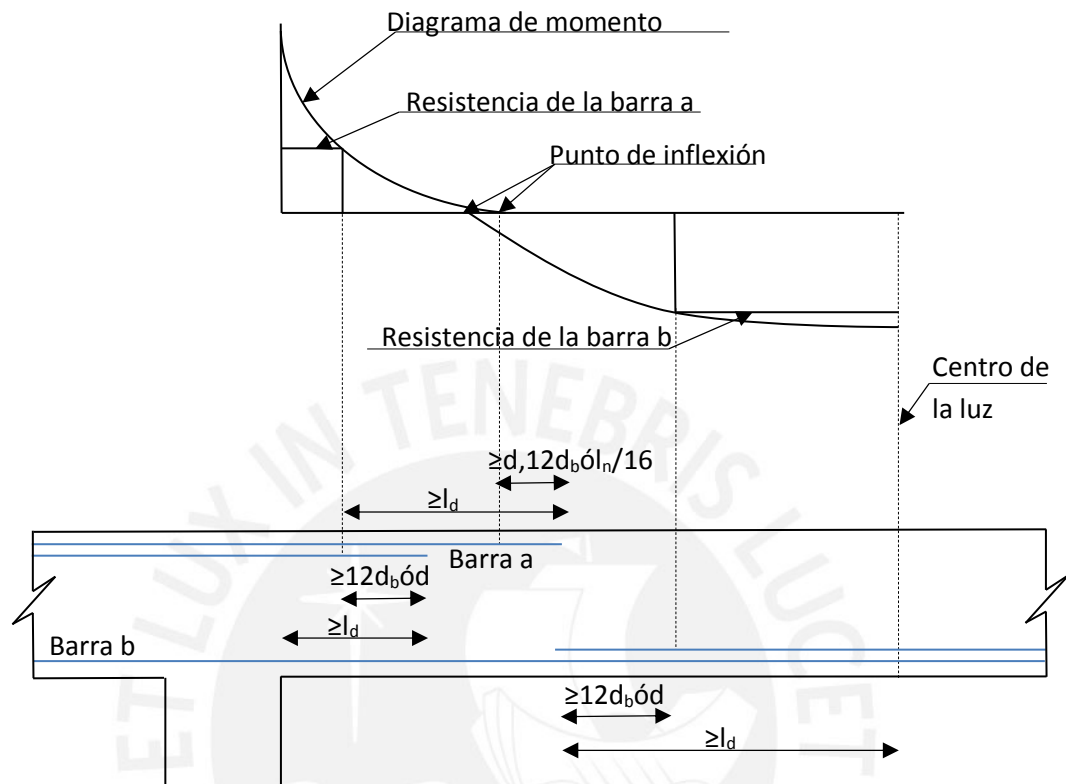


Figura 9.8. Consideraciones para el corte de acero.

Los valores de la longitud de anclaje en tracción l_d para un $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ están indicados en la Tabla 9.10.

Tabla 9.10. Longitudes de anclaje en tracción (adaptado de OTTAZZI, 2009).

Barra	d_b (cm)	A_b (cm ²)	L_d (cm)	L_d' (cm)
8 mm	0.80	0.50	28	37
3/8"	0.95	0.71	34	44
1/2"	1.27	1.29	45	58
5/8"	1.59	2.00	56	73
3/4"	1.91	2.84	67	88
1"	2.54	5.10	112	145
1 3/8"	3.58	10.06	157	204

Usando los valores de la Tabla 9.5, se tiene el valor de ϕM_n para el fierro corrido del fierro superior de la viga. $\phi M_n=5.66\text{ton-m}$ para $2\phi 5/8"$. A modo de ejemplo, se calculará el corte de fierro del fierro superior del tramo 3.

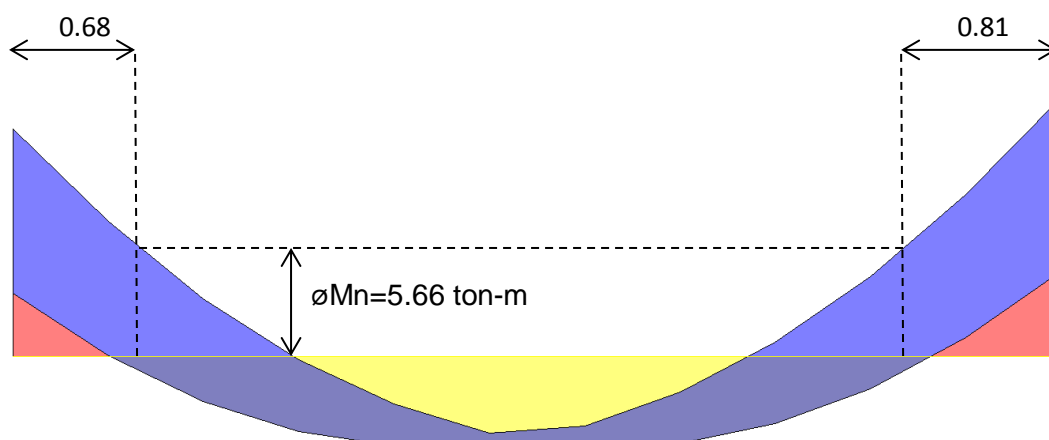


Figura 9.9. Ubicación de la resistencia para 2 barras de 5/8".

En la Figura 9.9. se observan las distancias en donde los bastones de refuerzo funcionan; lejos de esa zona, solo actúa el fierro corrido. Estas distancias son medidas desde el eje, por lo que se debe reducir a la cara de la viga; para la distancia mayor, se tiene $0.81-0.35/2=0.64\text{m}$. A esta distancia se le debe aumentar los requerimientos de la Figura 9.8, aumentar $12d_b$ o d . El diámetro del fierro mayor es $3/4"=1.905\text{cm}$, $12d_b = 12 \cdot 1.905 = 22.86\text{cm}$ y el peralte efectivo d es 39cm . Entonces la distancia real es $0.64+0.39=1.03\text{m}$.

Para uniformizar el corte de fierro, se usa el criterio práctico, en base a la experiencia y cumpliendo con los requerimientos de la Norma E.060 mencionados en la Figura 9.8. Estos criterios se muestran en la Figura 7.4, cuando existan vigas con gran responsabilidad sísmica (grandes momentos de sismo), se usa $l_n/3$ en lugar de $l_n/4$ en el fierro superior.

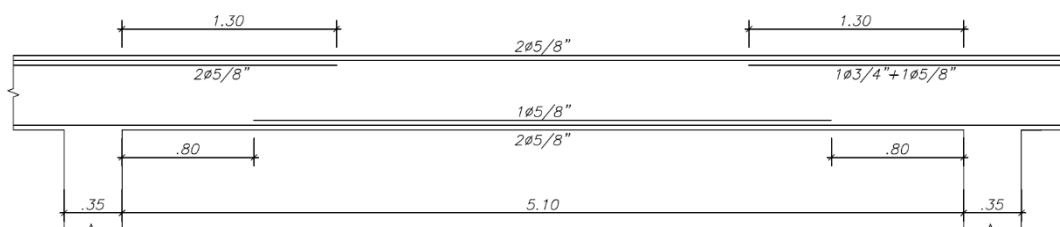


Figura 9.10. Corte de fierro del tramo 3 de la viga V-28.

9.4 Deflexión bajo cargas de servicio

En la Norma E.060 existen ciertas relaciones entre la luz y el peralte de la viga en las cuales no se necesitan verificar las deflexiones. La Tabla 3.2 menciona dichas relaciones. En el caso de la viga V-28, con una luz de 5.10m, se tiene:

$$\text{extremos continuos: } \frac{l}{21} = \frac{5.1}{21} = 24.29 \text{ cm} \leq h_{viga} = 45 \text{ cm}$$

$$\text{un extremo continuo: } \frac{l}{18.5} = \frac{5.1}{18.5} = 27.57 \text{ cm} \leq h_{viga} = 45 \text{ cm}$$

Entonces, no se necesita calcular las deflexiones. Sin embargo, a modo de ejemplo se analizarán las deflexiones del tramo 3 de la viga V-28.

Según la Tabla 6.2, se deberá de calcular la suma las deflexiones a largo plazo debido a las cargas permanentes y las deflexiones inmediatas debido a la carga viva, ya que existen elementos no estructurales, como los tabiques, no susceptibles a sufrir daños. En el tercer tramo de la losa hay una luz de 5.10m, un módulo de elasticidad del concreto $E_c = 217400.0 \text{ kg/cm}^2$, para hallar el momento de inercia efectivo I_{ef} se usará la ecuación 6.1.16 y para calcular las deflexiones inmediatas se usará la ecuación 7.5.1.

$$I_{e \text{ prom}} = \frac{(69658.72 + 75278.92 + 2 \cdot 55401.77)}{4} = 63935.30$$

$$\Delta_{cv} = \frac{5 \cdot 510^2}{48 \cdot 2.2 \times 10^5 \cdot 63935.30} [0.81 - 0.1(1.062 + 1.275)] \cdot 1 \times 10^5 = 0.112 \text{ cm}$$

Tabla 9.11. Deflexiones inmediatas del tramo 3 de la viga V-28.

	CM			CV		
M (ton-m)	4.308	3.192	4.509	1.062	0.810	1.275
L (cm)	510			510		
Ie (cm ⁴)	69658.72	55401.77	75278.92	69658.72	55401.77	75278.92
Ie prom	63935.30			63935.30		
Δ (cm)	0.450			0.112		

De la tabla 9.11, se obtienen las deflexiones instantáneas de carga muerta ($\Delta_{i_{cm}} = 0.450 \text{ cm}$) y carga viva ($\Delta_{i_{cv}} = 0.112 \text{ cm}$). Sin embargo, toda la carga viva no es permanente sobre el elemento, por lo que se usará el 30% de la deflexión total ($30\% \Delta_{i_{cv}} = 0.034 \text{ cm}$).

Las deflexiones diferidas se calculan mediante la ecuación 6.1.17. $\rho' = \frac{4.00}{30 \cdot 39} = 0.34\%$, $\lambda\Delta = 1.71$. Entonces las deflexiones diferidas permanentes son $\Delta_{d_{cm}} = 1.71 \cdot 0.450 = 0.770\text{cm}$, $30\%\Delta_{d_{cv}} = 1.71 \cdot 0.034 = 0.058\text{cm}$. En conclusión, la deflexión considerada es $\Delta_{consid} = \Delta_{d_{cm}} + 30\%\Delta_{d_{cv}} + \Delta_{i_{cv}} = 0.770 + 0.058 + 0.112 = 0.940\text{cm}$.

De la tabla 6.3, se verifican las deflexiones admisibles para una luz de 5.10 m ($\frac{l}{240} = \frac{510}{240} = 2.13\text{ cm} > \Delta_{consid}$). Con lo que se verifica que la deflexión calculada del tramo 3 de la viga V-28 es menor que la admisible por la Norma.

9.5 Empalme por traslape

En todos los elementos, se debe asegurar un correcto empalme del acero de refuerzo para que este logre el desempeño esperado en el diseño. Existen tres tipos de empalmes que la Norma reconoce, los empalmes por soldadura, por uniones mecánicas y por traslape. Los empalmes por soldadura se realizan mediante la unión a tope de ambas barras o la unión a tope con un perfil metálico. La Norma E.060 especifica algunos requerimientos para asegurar un adecuado empalme soldado. Los empalmes por traslape, se deberán usar cuando se tenga verificaciones de la patente del dispositivo a emplear.

Para los empalmes por traslape de vigas, se usará las zonas donde exista un menor esfuerzo y según el porcentaje de barras empalmadas. La Norma E.060 castiga los empalmes en zonas de mayor esfuerzo con un 30%. Estos puntos de posible empalme son fáciles de identificar en el diagrama de momento flector. En la Figura 9.11, se puede observar las zonas en donde el acero superior e inferior tienen menos esfuerzos, por lo general. El refuerzo superior en la parte central y el refuerzo inferior en la zona intermedia entre el apoyo y la zona central. En caso no se empalmase en dicha zona, se aumentará la longitud en un 30%.

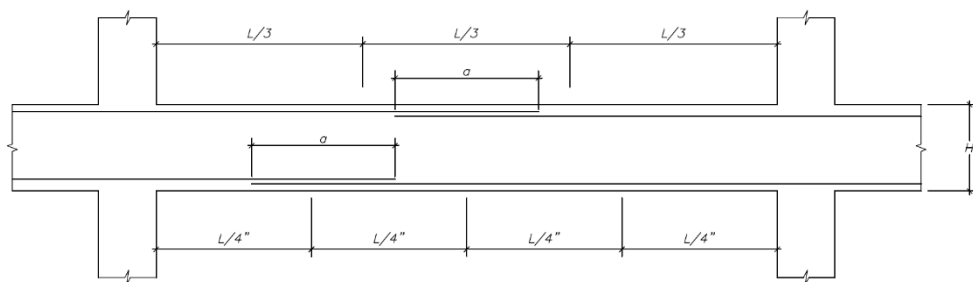


Figura 9.11. Empalmes traslapados.

En los elementos estructurales que no tengan momentos de sismo, se podrá empalmar el fierro inferior en los nudos. Sin embargo, si los elementos tienen responsabilidad sísmica, no es recomendable realizar el empalme en el nudo, debido a que, si el elemento tiene grandes momentos de sismo con respecto a los de gravedad, este podría tener momentos en considerables en la zona inferior y superior del nudo.

Tabla 9.12. Tabla de valores de longitud de empalme.

Valores de a (m)		
Ø	Ø Inferior	Ø Superior
3/8"	0.40	0.55
1/2"	0.40	0.60
5/8"	0.50	0.70
3/4"	0.65	0.90
1"	1.15	1.60

La Tabla 9.12 resume los criterios mencionados por la Norma E.060. Si se tiene losas o vigas chatas con espesores menores a 30cm, se recomienda usar el mismo valor de "a" para fierro inferior ambos casos (inferior y superior). Asimismo, en estos casos se puede empalmar el fierro inferior en los apoyos con una longitud "a" de 25cm para fierros de 3/8" y 35cm para fierros de 1/2" y 5/8".

9.6 Control de fisuración

Es necesario evitar que las fisuras se excedan de ciertos límites en donde se ha demostrado, mediante la práctica, el buen comportamiento de los elementos. Algunas razones por las que se debe controlar las fisuraciones es por la apariencia, hay ciertos espesores de fisuras que no son perceptibles por la visión humana y otras que causan preocupación por el público; la corrosión de las armaduras, hay cierta relación entre las grietas y el peligro de corrosión; y la impermeabilidad, para estructuras que contendrán líquidos.

Se analiza cómo controlar la fisuración cuando es originada por la flexión. La Norma E.060 no controla el ancho de grietas directamente debido a la gran dispersión de los resultados, sino que realiza un control indirecto del ancho gracias al parámetro "Z".

$$Z = f_s \cdot \sqrt[3]{d_c \cdot A_{ct}} \quad (9.6.1)$$

$$f_s = \frac{M_{servicio}}{(0.9 \cdot d \cdot A_s)} \quad (9.6.2)$$

$$Z \leq Z_{max} = 26000 \frac{kg}{cm} \quad (9.6.3)$$

Donde d_c es el espesor del recubrimiento medido desde la fibra más extrema en tracción hasta el centro de la barra más cercana a esta fibra. A_{ct} es el área efectiva del concreto en tracción que está alrededor del refuerzo, el centroide de dicha área coincide con el centroide de las barras de dicho refuerzo dividido entre el número de barras.

$$A_{ct} = \frac{2 \cdot y_s \cdot b}{N_{barras}} \quad (9.6.4)$$

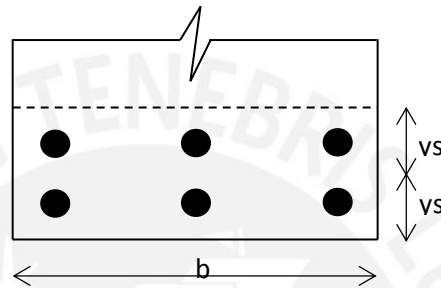


Figura 9.12. Área efectiva de concreto en tracción A_{ct} .

A modo de ejemplo, se analizará el tramo 3 de la viga V-28, debido a que es el tramo más cargado (ver Figura 9.6). Se usarán las ecuaciones 9.6.1, 9.6.2, 9.6.3 y 9.6.4.

$$A_{ct} = \frac{2 \cdot 5.75 \cdot 30}{3 \text{ barras}} = 115 \text{ cm}^2$$

$$f_s = \frac{401000}{(0.9 \cdot 39 \cdot 6)} = 1904.08 \text{ kg/cm}^2$$

$$Z = 1904.08 \cdot \sqrt[3]{5.75 \cdot 115} = 16588.50 \text{ kg/cm} \leq Z_{max}$$

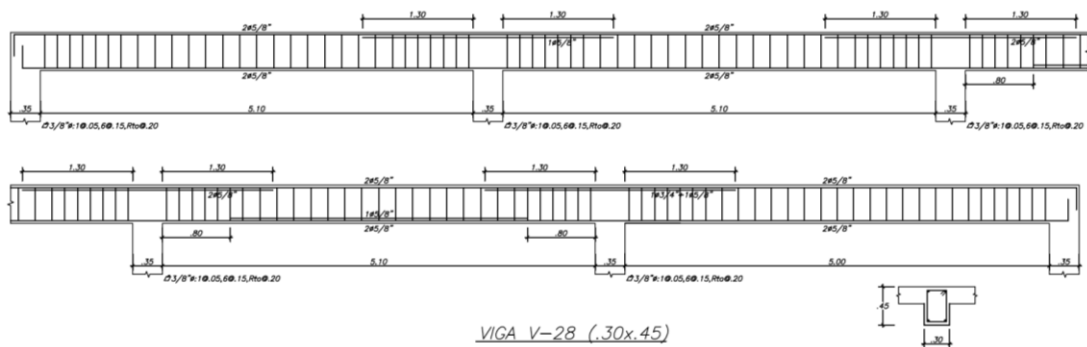


Figura 9.13. Presentación del diseño de la viga V-28.

CAPÍTULO X – DISEÑO DE COLUMNAS

Las columnas son elementos sometidos a flexocompresión y esfuerzos de corte. Estas cumplen la función de soportar las cargas de vigas para transmitir las a la cimentación y, a su vez, reducir los desplazamientos laterales.

Del mismo modo que las vigas, las columnas también absorberán las cargas de sismo, por lo que se usarán todas las combinaciones de la Tabla 1.4 establecidas por la Norma E.060. Las cargas de gravedad se analizarán mediante un metrado de cargas, en cual fue explicado en el capítulo 4. Por otro lado, las cargas de sismo se obtendrán del modelo sísmico de la estructura. En este caso no se generará una envolvente, sino que se evaluará cada caso de combinación de carga axial y momento flector, de manera independiente.

10.1 Esbeltez

El efecto de la esbeltez y la reducción de su capacidad debido a esto, será analizado de forma independiente al diseño de columnas. Si la esbeltez de la columna es tan grande, que generan deformaciones transversales muy grandes que aumentan la excentricidad usada en el diseño (M/P); se debe analizar el momento generado por la nueva excentricidad, llamado efecto de segundo orden.

Los momentos de segundo orden, generados por el cambio de la excentricidad gracias a la deformación transversal de las columnas, son variables dependiendo si la columna tiene curvatura simple o doble, o si existen desplazamientos relativos de entrepiso. Usualmente, las columnas de análisis tienen doble curvatura con desplazamientos laterales relativos, debido a que esta conectadas con vigas y tienen cargas de sismo.

La Norma E.060 considera una columna sin desplazamiento lateral, si el incremento de los momentos en los extremos de la columna debido a los efectos de segundo orden, no exceden al 5% de los momentos calculados por el análisis con efectos de primer orden. Asimismo, una columna se considera sin desplazamiento lateral si el índice de estabilidad del entrepiso Q es menor o igual a 0.06.

$$Q = \frac{(\sum P_u) \cdot \Delta o}{V_{us} \cdot h_e} \quad (10.1.1)$$

Donde $\sum P_u$ es la suma de las cargas muertas y vivas amplificadas, desde el último piso de la columna, hasta el nivel considerado; Δo es la deformación relativa del

entrepiso considerado debido a las fuerzas laterales amplificadas, las fuerzas de sismo se amplificarán por 0.75 veces el factor de reducción R ; V_{us} es la fuerza cortante de entrepiso debido a las fuerzas laterales; y h_e es la altura de entrepiso, de piso a piso.

Se analizará si las columnas del edificio se analizarán con o sin desplazamientos laterales. Para calcular el valor Q , se usarán las tablas 5.10 y 5.11 para obtener los desplazamientos de entrepiso y las fuerzas cortantes de entrepiso se obtienen del programa ETABS.

Tabla 10.1. Análisis del índice de estabilidad del entrepiso Q , dirección X-X.

	ΣPu (ton)	Δo (m)	V_{us}	h_e (m)	Q
Piso 5	313.31	0.01088	99.31	2.60	0.0132
Piso 4	775.07	0.01112	200.62	2.60	0.0165
Piso 3	1258.00	0.01318	275.85	2.60	0.0231
Piso 2	1722.62	0.01622	323.27	2.60	0.0332
Piso 1	2277.80	0.01053	355.46	3.25	0.0208

Tabla 10.2. Análisis del índice de estabilidad del entrepiso Q , dirección Y-Y.

	ΣPu (ton)	Δo (m)	V_{us}	h_e (m)	Q
Piso 5	313.31	0.00922	125.02	2.60	0.0089
Piso 4	775.07	0.00920	245.77	2.60	0.0112
Piso 3	1258.00	0.00890	333.74	2.60	0.0129
Piso 2	1722.62	0.00657	389.00	2.60	0.0112
Piso 1	2277.80	0.00542	421.23	3.25	0.0090

Como se observa en las tablas 10.1 y 10.2, los valores de Q están por debajo de 0.06, por lo que las columnas se analizarán sin desplazamiento lateral.

Esbeltez sin desplazamientos laterales

Se puede ignorar los efectos de esbeltez en columnas, si se satisface la siguiente ecuación:

$$\frac{k \cdot l_u}{r} \leq 34 - 12 \cdot \left(\frac{M_1}{M_2} \right) ; \quad 34 - 12 \cdot \left(\frac{M_1}{M_2} \right) \leq 40 \quad (10.1.2)$$

Donde M_1 es el menor momento amplificado de uno de los extremos del elemento en compresión, será positivo si presenta curvatura simple y negativo si tiene curvatura doble; M_2 es el mayor momento amplificado de uno de los extremos en compresión, será siempre positivo; k es el factor de longitud efectiva, para estructuras sin

desplazamiento se asume $k = 1$; l_u es la longitud sin arriostrar de la columna; y r es el radio de giro de la sección transversal.

En caso no se cumpla con la ecuación 10.1.1, se deberán amplificar las cargas y momentos últimos por los efectos de curvatura, es decir, los efectos de segundo orden.

$$M_c = \delta_{ns} \cdot M_2 \quad (10.1.3)$$

El factor de amplificación de momentos δ_{ns} será calculado con el artículo 10.12.3 de la Norma E.060.

Esbeltez con desplazamientos laterales

Se puede ignorar los efectos de esbeltez en estructuras con desplazamiento lateral, si se cumple con la siguiente ecuación:

$$\frac{k \cdot l_u}{r} \leq 22 ; k \geq 1 \quad (10.1.4)$$

A modo de ejemplo se analizará la esbeltez de la columna P6, la cual se encuentra entre los ejes C y 6. Como se concluyó previamente, las columnas serán analizadas con desplazamiento lateral, por lo que se usará la ecuación 10.12.2. M_1 se considera negativo, con curvatura doble, debido a que hay conexión de vigas en ambos extremos de la columna. Por lo general M_1 y M_2 se asumen iguales en situaciones convencionales.

$$34 - 12 \cdot (-1) = 46 \leq 40$$

$$\text{Dirección } X - X: \frac{k \cdot l_u}{r_x} = \frac{1 \cdot 2.75}{0.30 \cdot 0.35} = 26.19 \leq 40$$

$$\text{Dirección } Y - Y: \frac{k \cdot l_u}{r_y} = \frac{1 \cdot 2.75}{0.30 \cdot 0.90} = 10.19 \leq 40$$

Se concluye que, para ambas direcciones, no se tomarán en cuentas los efectos de esbeltez en la columna P6.

10.2 Diseño por flexocompresión uniaxial

Para realizar el diseño por flexocompresión, se analiza la sección transversal de la columna asumiendo una determinada distribución de acero y se realiza el diagrama de interacción, explicado en el capítulo 6. Se deberá verificar si dicha configuración de acero satisface con todas las combinaciones de carga; si no se satisface, se

cambiará la configuración de acero hasta lograr que todos los puntos de las combinaciones de carga se encuentren dentro del diagrama de interacción.

Refuerzo mínimo y máximo para columnas

La Norma E.060 indica que la cuantía de acero en columnas debe estar entre el rango de 1 y 6%; sin embargo, si se coloca una cuantía mayor al 4%, se deberá especificar el detalle constructivo de la armadura en la unión viga-columnas. Es recomendable no excederse del 4% de cuantía, para evitar el congestionamiento del acero de refuerzo y su mala colocación.

Existen algunos proyectos en donde se tienen secciones de columnas con mayor capacidad resistente que la requerida por cálculo, debido a restricciones de arquitectura. Para estos casos, la Norma E.060 permite usar un área efectiva reducida A_g , mayor a la mitad del área total, para el cálculo del refuerzo mínimo de la sección. Es decir, la cuantía mínima se puede reducir a la mitad en estos casos.

A modo de ejemplo, se continuará con el diseño de la columna P6. Se calcularán las combinaciones de carga y se construirá el diagrama de interacción con el acero mínimo. En este caso la columna es de 35 x 90 cm en el primer nivel, con lo que se obtiene un acero mínimo de $35 \times 90 \times 0.01 = 31.50 \text{ cm}^2$, por lo que se usará $12\emptyset 3/4"$.

Tabla 10.3. Combinaciones de carga de la columna P6.

	Pu	Muxx	MuYY
1.4CM+1.7CV	207.19	-0.11	0.15
Sismo X-X			
1.25(CM+CV)+CSX	186.17	3.05	17.57
1.25(CM+CV)-CSX	170.05	-3.23	-17.29
0.9CM+CSX	113.18	3.12	17.56
0.9CM-CSX	97.06	-3.16	-17.30
Sismo Y-Y			
1.25(CM+CV)+CSY	188.62	0.45	22.51
1.25(CM+CV)-CSY	167.60	-0.63	-22.23
0.9CM+CSY	115.63	0.52	22.50
0.9CM-CSY	94.61	-0.56	-22.24

Como se observa en las figuras 10.1 y 10.2, todos los puntos de las combinaciones de carga están dentro del diagrama, por lo que se usará el acero mínimo. Entonces, las dimensiones de la columna tienen mayor dimensión que la necesaria; sin embargo, por requerimientos de arquitectura, se mantendrán. Como en pisos

superiores los valores se reducen, se podrá usar la excepción de la Norma E.060 de usar la mitad del área efectiva A_g para calcular la cuantía mínima.

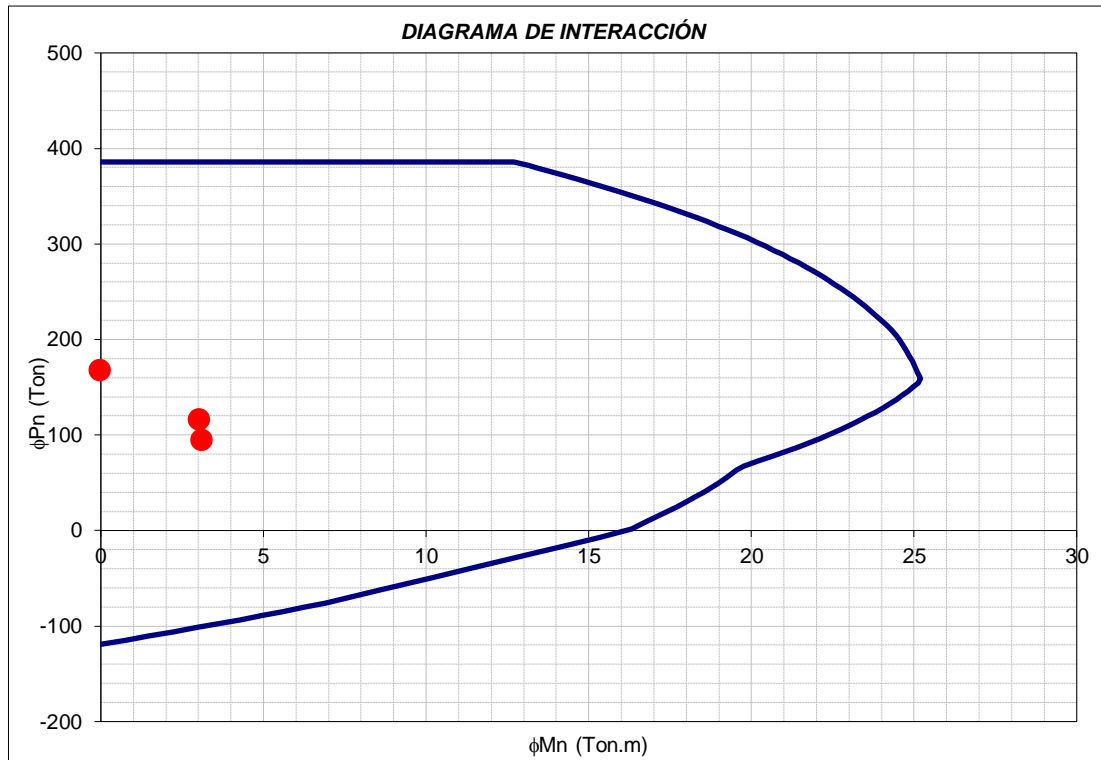


Figura 10.1. Diagrama de interacción, dirección X-X.

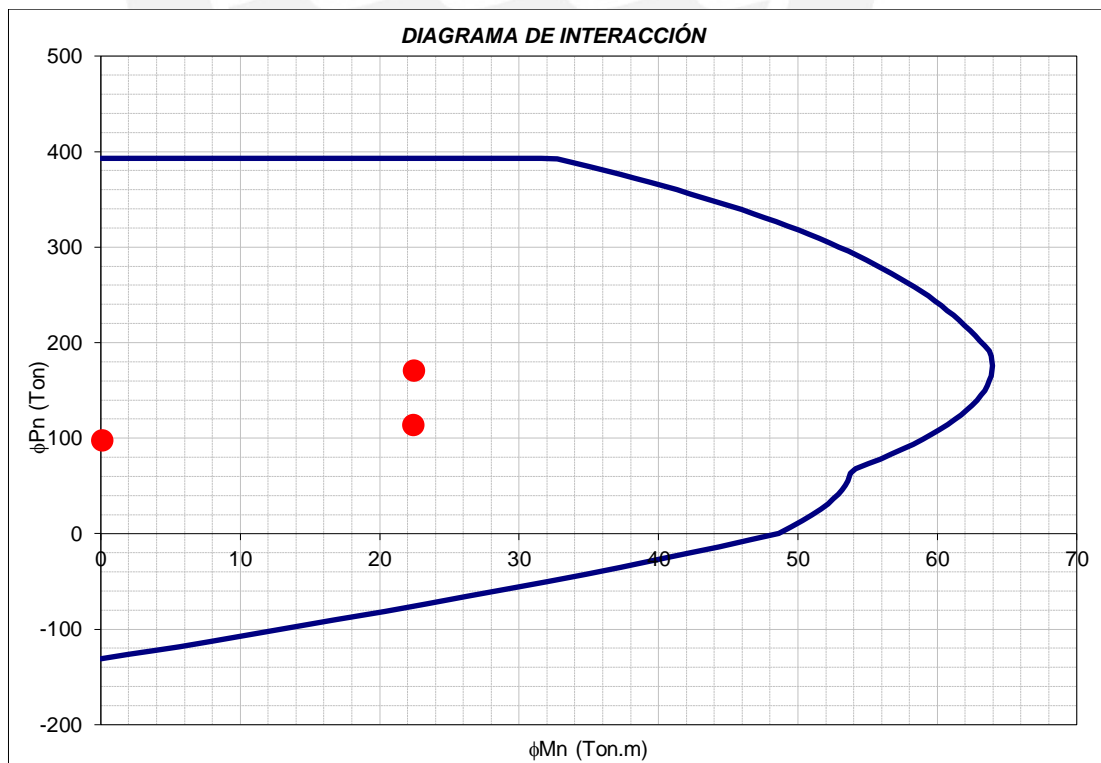


Figura 10.2. Diagrama de interacción, dirección Y-Y.

10.3 Diseño por cortante

Del mismo modo que en el caso de vigas, las columnas tienen requerimientos del capítulo 21 (adaptado de Norma Técnica E.060, 2009). Los requisitos adicionales ya fueron mencionados en el capítulo 9.

- Deberán colocarse estribos cerrados de confinamiento con espaciamiento S_o en una longitud L_o , desde la cara del nudo. Como mínimo, el diámetro de los estribos será de 8mm para barras longitudinales de hasta 5/8" de diámetro, de 3/8" para barras longitudinales de hasta 1" de diámetro y de 1/2" para barras longitudinales de mayor diámetro. El espaciamiento S_o no debe exceder del menor de:
 - Ocho veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro
 - La mitad de la menor dimensión de la sección transversal de la columna
 - 100mm

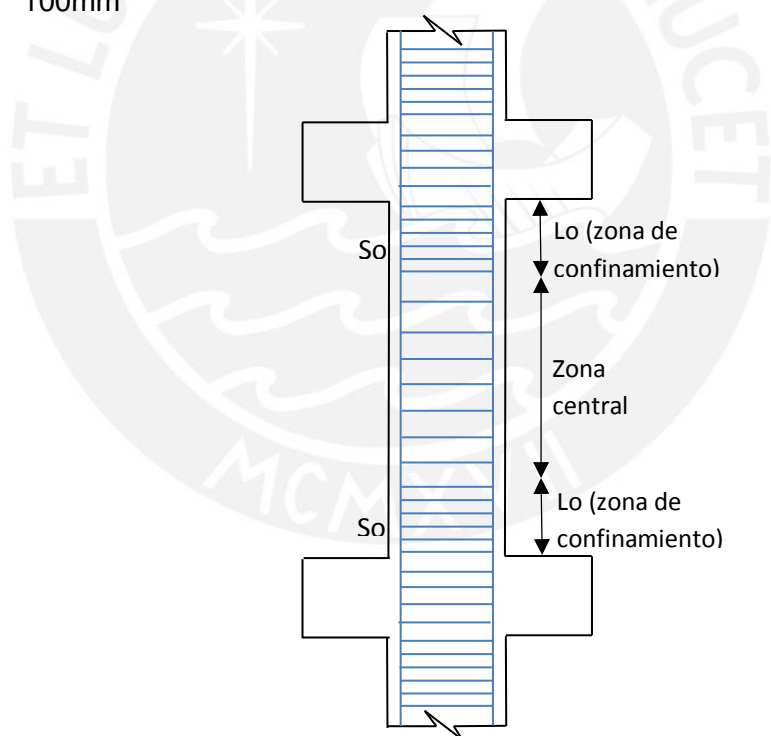


Figura 10.3. Requerimientos de estribos en columnas.

- La longitud L_o será mayor que el mayor de:
 - La sexta parte de la luz libre
 - La mayor dimensión de la sección transversal de la columna
 - 500mm

- El espaciamiento de estribos fuera de la longitud L_o , no será mayor a la requerida por la fuerza cortante ni 300mm.
- El espaciamiento en el nudo no debe ser mayor a 150mm y debe cumplir con el espaciamiento máximo de estribos (ecuaciones 6.2.8 y 6.2.9).

Entonces se calculará el V_u del primer nivel de la columna P6, usando la ecuación 9.2.2. Se calculará el valor del momento nominal en cada dirección para cada combinación de P_u . Los momentos nominales en la parte superior e inferior de la columna serán muy similares, por lo que usará el mismo valor.

Tabla 10.4. Momentos nominales en nudos.

	P_u	M_{nxx}	M_{nYY}	V_{uXX}	V_{uYY}
1.4CM+1.7CV	207.19	34.86	89.57	25.35	65.14
Sismo X-X					
1.25(CM+CV)+CSX	186.17	35.43	91.14	25.77	66.29
1.25(CM+CV)-CSX	170.05	35.86	91.29	26.08	66.39
0.9CM+CSX	113.18	33.14	86.57	24.10	62.96
0.9CM-CSX	97.06	31.57	83.86	22.96	60.99
Sismo Y-Y					
1.25(CM+CV)+CSY	188.62	35.43	91.14	25.77	66.29
1.25(CM+CV)-CSY	167.60	35.86	91.29	26.08	66.39
0.9CM+CSY	115.63	33.29	87.00	24.21	63.27
0.9CM-CSY	94.61	31.43	83.43	22.86	60.68

El mayor de los valores del momento nominal se calculó mediante la ecuación 9.2.2.

$$V_u = \frac{(91.29 + 91.29)}{2.75} = 66.39 \text{ ton}$$

Asimismo, los valores de V_u de la tabla 10.4, se deben comparar con los valores de V_u obtenidos de las combinaciones de carga, con una amplificación de 2.5.

Tabla 10.5. Amplificación de cortantes según el Capítulo 21 de la Norma E.060.

	V_{uXX}	V_{uYY}	$2.5 \times V_{uXX}$	$2.5 \times V_{uYY}$
1.4CM+1.7CV	0.13	0.81	0.33	2.03
1.25(CM+CV)±CSX	1.27	6.83	3.18	17.08
0.9CM±CSX	1.19	6.51	2.98	16.28
1.25(CM+CV)±CSY	0.29	8.92	0.73	22.30
0.9CM±CSY	0.22	8.61	0.55	21.53

El capítulo 21 de la Norma E.060, menciona que la fuerza cortante de diseño será la menor de las anteriormente calculadas. Entonces, al observar las tablas 10.4 y 10.5, se puede concluir que el V_u de diseño será 22.30 ton.

Como se menciona en el capítulo 6, la Norma E.060 exige que, para calcular la resistencia a corte del concreto para elementos sometidos a compresión axial, se emplea la ecuación 6.2.3. Del mismo modo que en el caso de vigas, para calcular el espaciamiento de estribos, se debe cumplir con la ecuación 9.2.1, 6.2.4 y 6.2.5. En este caso de la columna P6, se usarán estribos cerrados de 3/8", por lo que el área $A_v = 0.71 \cdot 2 = 1.42 \text{ cm}^2$.

$$V_c = 0.53\sqrt{210} \cdot \left(1 + \frac{188.62}{140 \cdot 35 \cdot 90}\right) \cdot 35 \cdot 84 = 22.59 \text{ ton}$$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{22.30}{0.85} - 22.59 = 3.65 \text{ ton}$$

$$s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} = \frac{1.42 \cdot 4200 \cdot 84}{3650} = 137.25 \text{ cm}$$

Este valor es mayor al espaciamiento mínimo de estribos. Se deberá calcular el espaciamiento de estribos y la longitud de la zona de confinamiento, según los requerimientos mínimos del capítulo 21 de la Norma E.060.

Espaciamiento en zona de confinamiento, el menor de:

- $8 \cdot \phi 3/4" = 8 \cdot 2.84 = 22.72 \text{ cm}$
- $d/2 = 35/2 = 17.50 \text{ cm}$
- 10 cm

Longitud de zona de confinamiento, el mayor de:

- $h_n/6 = 275/6 = 45.83 \text{ cm}$
- $L = 90 \text{ cm}$
- 50 cm

Espaciamiento en zona fuera al confinamiento, no mayor de:

- $s = \frac{A_v \cdot f_y}{0.2 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w} = \frac{1.42 \cdot 4200}{0.2 \cdot \sqrt{210} \cdot 35} = 58.79 \text{ cm}$
- $s = \frac{A_v \cdot f_y}{3.5 \cdot b_w} = \frac{1.42 \cdot 4200}{3.5 \cdot 35} = 48.65 \text{ cm}$
- 15 cm

Entonces, se elige la siguiente distribución de estribos: 1@0.05, 9@0.10, *Rto.* @0.25.

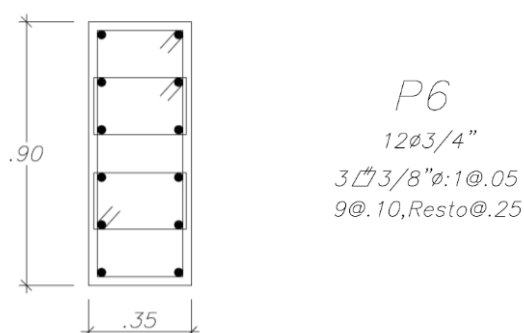


Figura 10.4. Presentación de diseño de columna P6.

10.4 Empalmes por traslape

Del mismo modo que en el diseño de vigas, el acero de las columnas se debe empalmar en zonas donde exista un menor esfuerzo. En la Figura 10.5, se puede observar las zonas en donde se puede realizar un adecuado empalme, dentro de los dos tercios de la altura libre y fuera de la zona de confinamiento. En caso no se empalmase en dicha zona, se aumentará la longitud en un 30%.

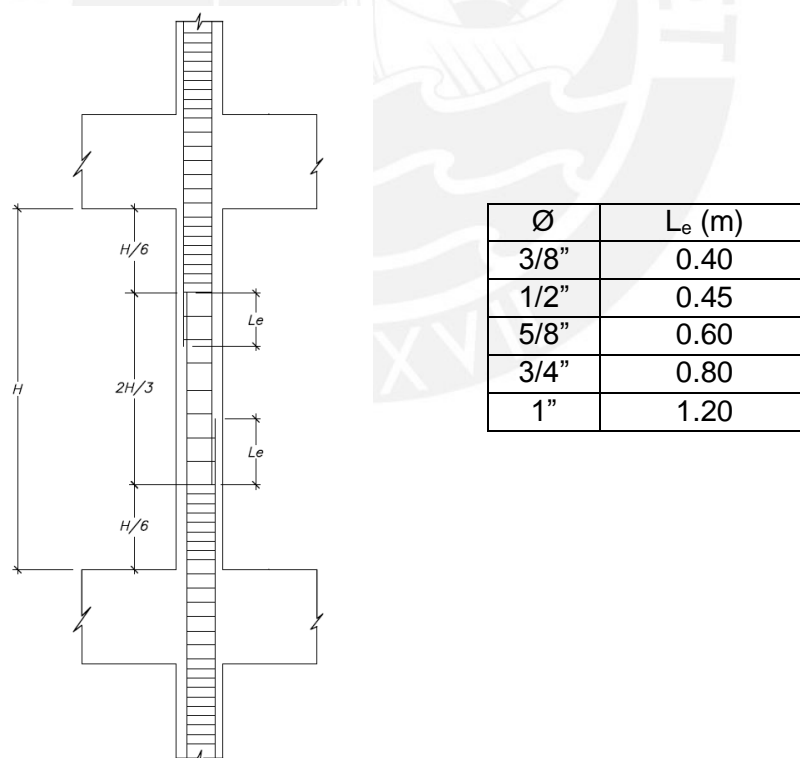


Figura 10.5. Empalmes traslapados.

CAPÍTULO XI – DISEÑO DE PLACAS

Las placas o muros de corte, son los elementos que resisten el mayor porcentaje de fuerza sísmica, debido a la gran rigidez que poseen. Son usados para generar una seguridad estructural y reducir los daños en los elementos no estructurales, debido a que reducen los desplazamientos de entrepiso debido a las fuerzas laterales.

Por lo general, en el diseño de muros, se coloca un acero principal ubicado en los extremos, llamado núcleos, y un acero de menor área repartido a lo largo de todo el elemento. Se deben confinar estos núcleos comprimidos en los extremos, debido a que existen grandes concentraciones de esfuerzo y para brindarle ductilidad.

11.1 Esbeltez

Muros esbeltos

Se considera que un muro es esbelto si la relación entre su altura y longitud es mayor o igual a 1. Los muros esbeltos serán sometidos a flexocompresión y cortante. Se debe colocar el refuerzo a lo largo de todo el elemento, con una mayor concentración en los extremos, para luego construir el diagrama de interacción de la sección para cada dirección y en una sola dirección, si el muro se encuentra a lo largo de un solo eje. Por último, se verifica que todos los puntos resultantes de las combinaciones logren estar dentro de la curva.

Muros bajos

Se considera un muro esbelto si la relación entre su altura y longitud menor a 1. Los muros bajos no cuentan con una considerable carga axial. Estos muros no se llegan a comportar como un elemento en flexocompresión, sino como una Viga Pared, y la hipótesis de distribución de esfuerzos y deformaciones de Navier ya no será válida.

En el caso de este edificio, todos los muros de corte, son considerados esbeltos.

11.2 Diseño por flexocompresión

El diseño se realiza de manera similar que, en el caso de columnas, capítulo 10.

A modo de ejemplo se diseña la Placa 8, ubicada entre los ejes E-F y 7. Siendo esta placa una de las más esforzadas, debido a la escasa rigidez en la zona inferior de la planta del edificio para la dirección X-X. Se mostrará el diseño del primer nivel, el nivel más crítico.

Como se observa en la figura 11.1, la longitud del muro l_m es 2.25m, y el espesor t es 0.25m. Asimismo, se sabe que la placa 8 llega hasta el último piso de la edificación, entonces la altura total del muro h_m es 19.25m. Se calcula la esbeltez del muro $\frac{h_m}{l_m} = \frac{19.25}{2.25} = 8.55 \geq 1$, con lo que se considera un muro esbelto, sometido a flexocompresión y cortante.

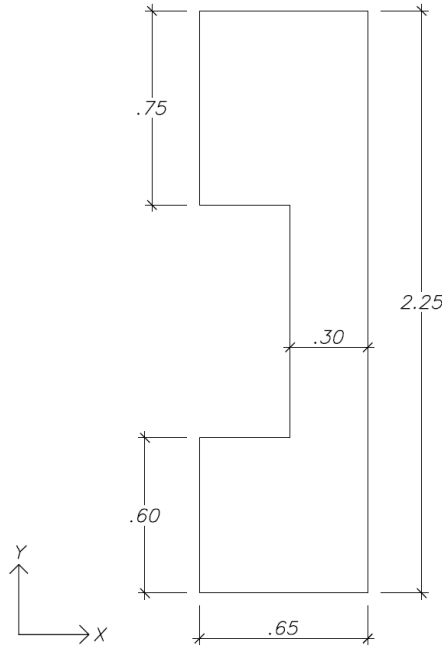


Figura 11.1. Sección transversal de la Placa 8.

Tabla 11.1. Cargas del primer nivel de la Placa 8, obtenidas del análisis.

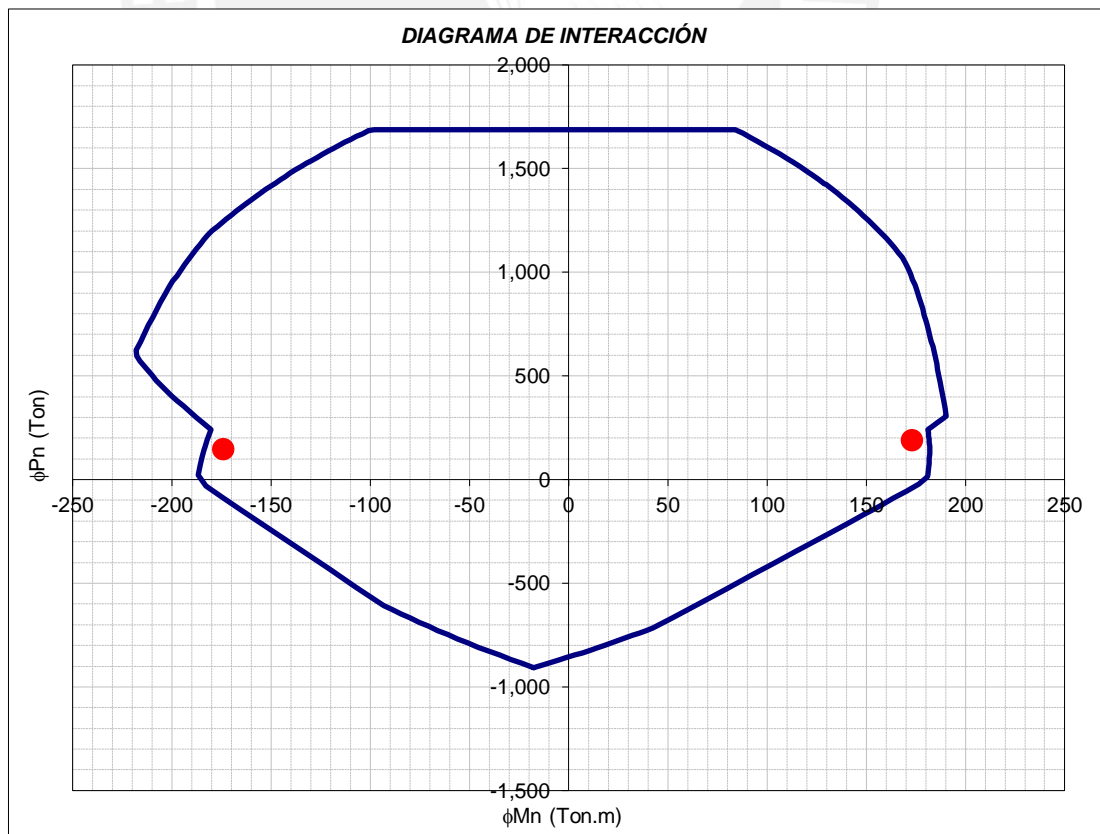
	P (ton)	Mxx (ton-m)	Myy (ton-m)	Vxx (ton)	Vyy (ton)
CM	117.84	-0.16	46.26	0.18	0
CV	13.4	0.18	10.79	0.19	0
CSx	21.58	173.64	765.12	49.61	111.84
CSy	36.87	23.98	599.93	7.81	75.77

Como se mencionó anteriormente, se deberá analizar ambas direcciones de la sección transversal. En este caso, para ambas direcciones de análisis se usarán las combinaciones de carga con el sismo de la dirección X-X, ya que se tiene los valores máximos de carga (ver Tabla 11.1).

Tabla 11.2. Combinaciones de carga del primer nivel de la Placa 8.

	P (ton)	Mxx (ton-m)	Myy (ton-m)
1.4CM+1.7CV	187.76	0.08	83.11
Sismo X-X			
1.25(CM+CV)+CSX	185.63	173.67	836.43
1.25(CM+CV)-CSX	142.47	-173.62	-693.81
0.9CM+CSX	127.64	173.50	806.75
0.9CM-CSX	84.48	-173.78	-723.49
Sismo Y-Y			
1.25(CM+CV)+CSY	200.92	24.01	671.24
1.25(CM+CV)-CSY	127.18	-23.96	-528.62
0.9CM+CSY	142.93	23.84	641.56
0.9CM-CSY	69.19	-24.12	-558.30

Se usó el ensanche de la placa en los extremos para colocar los núcleos confinados, entonces el núcleo superior será de 65x75 cm y el núcleo inferior será de 65x60 cm. Se colocó en cada núcleo se usará un refuerzo de 24Ø1" y en zona del alma se usó un refuerzo de 8Ø5/8" repartidos en dos capas y repartidos uniformemente. El acero de refuerzo en los núcleos se colocará en paquetes, para lograr una buena configuración.

**Figura 11.2. Diagrama de interacción, dirección X-X.**

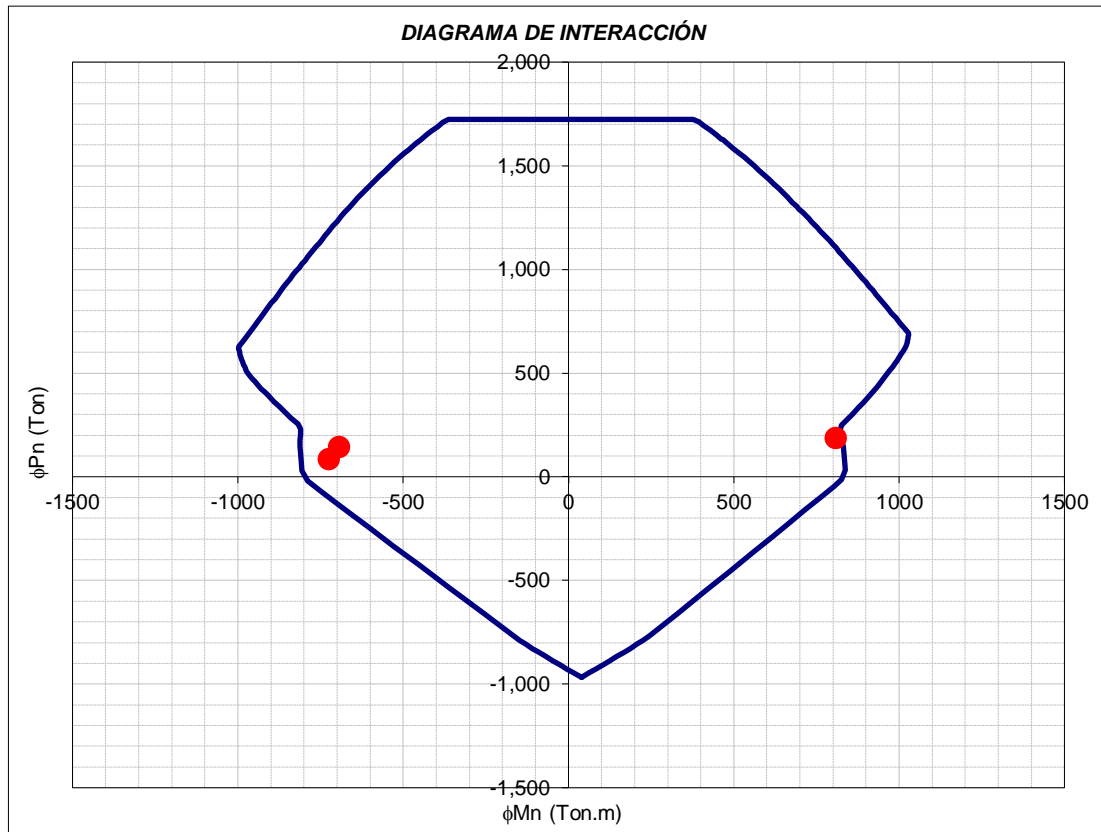


Figura 11.3. Diagrama de interacción, dirección Y-Y.

Como se observa en las Figuras 11.2 y 11.3, los puntos de las combinaciones de carga se encuentran dentro del diagrama de interacción, de manera muy cercana al límite, a pesar de haber colocado una cantidad de refuerzo considerable. Esto se debe a que las placas 7 y 8 con las que soportan la mayor cantidad de esfuerzos en la dirección X-X, tratando de compensar las grandes placas que se tiene en la zona opuesta de la planta.

Refuerzo mínimo horizontal y vertical

Cuando no se cumpla con la ecuación 11.3.6, se deberá usar una cuantía mínima de refuerzo horizontal ρ_h y vertical ρ_v .

$$\rho_h \geq 0.002 \quad (11.2.1)$$

$$\rho_v \geq 0.0015 \quad (11.2.2)$$

Si se tiene un espesor de muro mayor o igual a 20 cm, el refuerzo se deberá distribuir en dos capas paralelas a la capa del muro. Asimismo, el espaciamiento del refuerzo horizontal y vertical, no deberá ser mayor a la ecuación 11.3.9.

Para la Placa 8, el acero mínimo es de:

$$A_{min_h} = 0.002 \cdot 100 \cdot 30 = 6 \text{ cm}^2 \text{ (3/8"@0.20m)}$$

$$A_{min_v} = 0.0015 \cdot 100 \cdot 30 = 4.5 \text{ cm}^2 \text{ (3/8"@0.25m)}$$

11.3 Diseño por cortante

La Norma E.060 exige que el valor de la resistencia a corte V_n , no debe ser mayor a:

$$V_n \leq 2.6 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot A_{cw} \quad (11.3.1)$$

Donde A_{cw} es el área de corte de la sección transversal del muro, el área del alma, o segmento del muro considerado.

Por su lado, la contribución del concreto V_c , debe cumplir con las siguientes ecuaciones.

$$V_c = A_{cw} (\alpha_c \cdot \sqrt{f'_c}) \quad (11.3.2)$$

$$\alpha_c = 0.80, \text{ si } \frac{h_m}{l_m} \leq 1.5 \quad (11.3.3)$$

$$\alpha_c = 0.53, \text{ si } \frac{h_m}{l_m} \geq 2.0 \quad (11.3.4)$$

$$0.53 < \alpha_c < 0.80, \text{ si } 1.5 < \frac{h_m}{l_m} < 2.0 \quad (11.3.5)$$

Donde l_m es la longitud total del muro o del segmento considerado y h_m es la altura total del muro.

$$V_u \leq 0.27 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot A_{cw} \quad (11.3.6)$$

Si se cumple con la ecuación 11.3.6, se deberá usar el refuerzo mínimo especificado en 11.2. De lo contrario, se calculará la resistencia a corte provista por el refuerzo V_s , con la ecuación 9.2.1 y 11.3.7.

$$V_s = A_{cw} \cdot \rho_h \cdot f_y \quad (11.3.7)$$

Donde ρ_h es la cuantía de refuerzo horizontal, con un espaciamiento s . El mínimo valor de la cuantía de refuerzo horizontal $\rho_{hmin} = 0.0025$.

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5 \cdot \left(2.5 - \frac{h_m}{l_m}\right) \cdot (\rho_h - 0.0025) \geq 0.0025 \quad (11.3.8)$$

La cuantía de refuerzo vertical, ρ_v , no necesita ser mayor a ρ_h , a menos que $\frac{h_m}{l_m} < 2$.

El espaciamiento del acero horizontal y vertical no se debe exceder de:

$$s_{m\acute{a}x} = 3 \cdot t \leq 40 \text{ cm} \quad (11.3.9)$$

Del mismo modo que en vigas y columnas, el capítulo 21 de la Norma E.060 menciona algunos requerimientos para la cortante en muros.

$$V_u \geq V_{ua} \cdot \left(\frac{M_n}{M_{ua}} \right); \quad \frac{M_n}{M_{ua}} \leq R \quad (11.3.10)$$

Donde V_{ua} y M_{ua} son la cortante y momento amplificados del análisis; es decir, las cargas actuantes; y M_n es el momento nominal resistente del muro para una determinada carga P_u . Esta fuerza disposición se deberá usar hasta una altura del muro igual al mayor de los siguientes valores: la longitud del muro l_m , $\frac{M_u}{4V_u}$, o la altura de los dos primeros pisos.

Continuando con el ejemplo, se diseña por cortante la placa 8. El refuerzo por cortante se distribuye a lo largo de toda la placa; en este caso, a lo largo del eje Y-Y. Como no se tiene refuerzo longitudinal en el otro sentido, la cortante será absorbida por los grandes núcleos en el eje X-X.

Tabla 11.3. Combinaciones de fuerza cortante de la Placa 8.

	P (ton)	Vxx	Vyy
1.4CM+1.7CV	187.76	0.58	0.00
1.25(CM+CV)+CSX	185.63	50.07	111.84
1.25(CM+CV)-CSX	142.47	-49.15	-111.84
0.9CM+CSX	127.64	49.77	111.84
0.9CM-CSX	84.48	-49.45	-111.84

Cortante en la dirección Y-Y

De la Tabla 11.3, se tiene la máxima fuerza cortante $V_u = 111.84 \text{ ton}$. Para este caso de carga se tiene un $P_u = 185.63 \text{ ton}$, $M_u = 836.43 \text{ ton} - m$ y del diagrama de interacción se tiene $M_n = 1121.30 \text{ ton} - m$. Se usa la ecuación 11.3.10 para calcular el V_u amplificado.

$$\frac{M_n}{M_{ua}} = \frac{1121.30}{836.43} = 1.34 \leq R = 4.5, OK$$

$$V_u = V_{ua} \cdot \left(\frac{M_n}{M_{ua}} \right) = 111.84 \cdot \left(\frac{1121.30}{836.43} \right) = 149.93 \text{ ton}$$

Se calcula V_c con las ecuaciones 11.3.2, 11.3.3, 11.3.4 y 11.3.5. Luego se calcula V_s con la ecuación 9.2.1.

$$\frac{h_m}{l_m} = \frac{19.25}{2.25} = 8.55 \geq 2.0, \alpha_c = 0.53$$

$$V_c = A_{cw} \left(\alpha_c \cdot \sqrt{f'_c} \right) = 30 \cdot (0.8 \cdot 225) \cdot (0.53 \cdot \sqrt{210}) = 41.47 \text{ ton}$$

$$V_s = \frac{149.93}{0.85} - 41.47 = 134.92 \text{ ton}$$

Se debe verificar que el V_n sea menor que el máximo admisible, según la ecuación 11.3.1.

$$V_n = V_c + V_s = 41.47 + 134.92 = 176.39 \text{ ton}$$

$$2.6 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot A_{cw} = 2.6 \cdot \sqrt{210} \cdot 30 \cdot (0.8 \cdot 225) = 203.44 \text{ ton} \geq V_n, \text{ OK}$$

Se calcula la cuantía de refuerzo horizontal ρ_h con la ecuación 11.3.7 y se verifica que sea mayor al $\rho_{hmin} = 0.0025$.

$$\rho_h = \frac{V_s}{A_{cw} \cdot f_y} = \frac{134920}{30 \cdot (0.8 \cdot 225) \cdot 4200} = 0.0059 \geq 0.0025$$

$$A_{sh} = \rho_h \cdot b \cdot h = 0.0059 \cdot 30 \cdot 100 = 17.70 \text{ cm}^2/\text{m}$$

El refuerzo horizontal será 1/2"@0.15. La cuantía de refuerzo vertical ρ_v se calcula mediante la ecuación 11.3.8.

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5 \cdot \left(2.5 - \frac{19.25}{2.25} \right) \cdot (0.0059 - 0.0025) \geq 0.0025$$

Cumple con el acero colocado en la parte de diseño a flexocompresión, 8Ø5/8".

$$\rho_v = \frac{A_{sh}}{b \cdot h} = \frac{16}{30 \cdot 90} = 0.0059$$

En ambos casos, el espaciamiento del refuerzo vertical y horizontal cumple con el espaciamiento máximo de la Norma E.060, ver ecuación 11.3.9. $s_{m\acute{a}x} = 40 \text{ cm}$.

Cortante en la dirección X-X

De la Tabla 11.3, se tiene la máxima fuerza cortante $V_u = 50.07 \text{ ton}$. Para este caso de carga se tiene un $P_u = 185.63 \text{ ton}$, $M_u = 173.67 - m$ y del diagrama de interacción se tiene $M_n = 244.4 \text{ ton} - m$. Se usa la ecuación 11.3.10 para calcular el V_u amplificado.

$$\frac{M_n}{M_{ua}} = \frac{244.40}{173.67} = 1.41 \leq R = 4.5, OK$$

$$V_u = V_{ua} \cdot \left(\frac{M_n}{M_{ua}} \right) = 50.07 \cdot \left(\frac{244.40}{173.67} \right) = 70.46 \text{ ton}$$

Esta cortante se repartirá en ambos núcleos. La cortante será resistida por los estribos de cada núcleo. El proceso de diseño será similar al realizado en la dirección Y-Y. En cada núcleo habrá 2 estribos cerrados de $3/8"$, $1@0.05$, $8@0.10$, $Resto@0.25$.

11.4 Empalmes por traslape

Los empalmes se realizan de manera similar que, en el caso de columnas, capítulo 10.

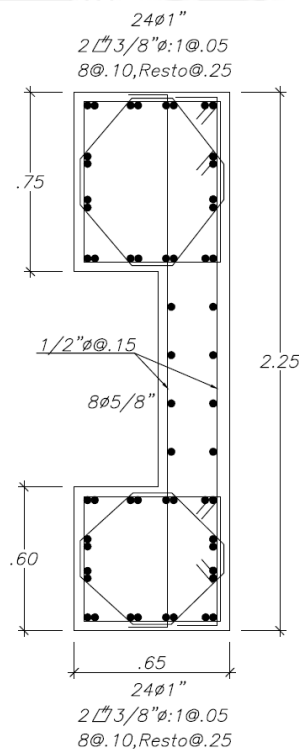


Figura 11.4. Presentación de diseño de la Placa 8.

CAPÍTULO XII – DISEÑO DE CIMENTACIÓN

La cimentación es el elemento estructural que se encuentra en la base de la edificación, el cual recibe toda la carga de las columnas y muros para ser distribuidas, en cierta área, hacia el suelo. Se debe tener siempre en cuenta que la capacidad resistente del suelo deberá ser mayor que la presión obtenida por las cargas de la edificación.

Para lograr un correcto diseño de la cimentación es necesario contar con un Estudio de Mecánica de Suelos (EMS), el cual te recomienda el tipo de cimentación que se debe emplear, la capacidad resistente del suelo, el módulo de balasto, el nivel freático, los coeficientes del empuje activo y pasivo, la profundidad mínima de cimentación y la clasificación del suelo para el parámetro sísmico S .

El EMS de este proyecto indica una capacidad resistente de 4.00 kg/cm^2 , el cual es un valor que representa las características de un suelo gravoso del conglomerado de Lima, y una profundidad de cimentación D_f de 1.20m a partir del piso más bajo.

Se puede cimentar una edificación mediante varios tipos, como zapatas aisladas, zapatas combinadas, zapatas conectadas, plateas de cimentación y cimientos corridos. Por la capacidad admisible del suelo y por el número de pisos de la edificación, se usó zapatas aisladas y zapatas combinadas para las columnas y placas y cimientos corridos para los muros de sótano.

12.1 Dimensionamiento

Se debe verificar que la presión admisible del suelo sea siempre mayor a la presión debido a las cargas de la columna o placa. La presión de las cargas se ve controlado por las dimensiones de la zapata; entonces, mientras más grande sus dimensiones, menor presión se transmite.

Para el dimensionamiento se usarán todas las cargas en servicio, teniendo en cuenta que las cargas de sismo se deberán reducirse en un 80%, ya que se encuentran amplificadas por un factor de 1.25. La Norma E.060 permite amplificar la presión del suelo en un 30% cuando se tiene cargas temporales, como sismo y viento.

Para calcular las cargas de la zapata, se deberá estimar un peso propio de esta. Por experiencia de especialistas, es recomendable usar un 5% de la carga axial en servicio para estimar el peso propio de la zapata en suelos buenos (valores entre

4.00 kg/cm²), un 7.5% en suelos intermedios (valores entre 2.50 kg/cm²) y un 10% en suelos malos (valores entre 1.00 kg/cm²).

$$\sigma = \frac{P}{A} \quad (12.1.1)$$

Para estimar la presión de solo las cargas axiales se usa la ecuación 12.1.1, con esto se logra estimar dimensiones preliminares. Luego se comprueban estas dimensiones con el análisis de las presiones con cargas y momentos, se usa la ecuación 12.1.2.

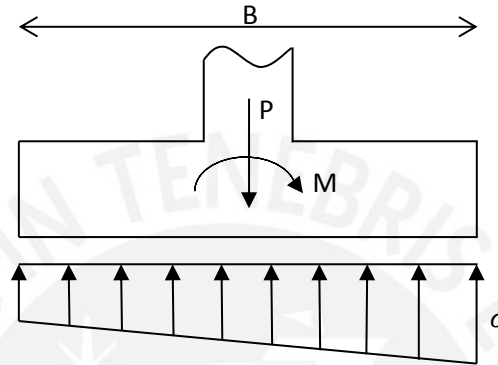


Figura 12.1. Distribución de esfuerzos en el terreno.

$$\sigma = \frac{P}{A} \pm \frac{6 \cdot M}{L \cdot B^2} \quad (12.1.2)$$

Para zapatas con momentos grandes, es posible que resulten tracciones en el análisis. Para eliminar las presiones en tracción, se puede emplear la redistribución según Meyerhof, ver la ecuación 12.1.3.

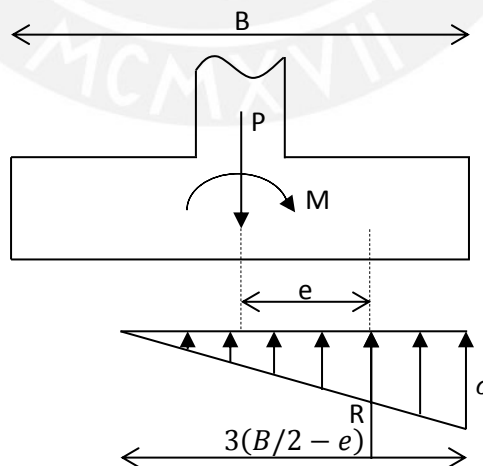


Figura 12.2. Distribución de esfuerzos cuando existen tracciones.

$$\sigma = \frac{2 \cdot R}{3 \cdot \left(\frac{B}{2} - e\right) \cdot L} \quad (12.1.3)$$

A modo de ejemplo se diseñará la zapata de la Placa 6, la cual se encuentra entre los ejes D y 6. La Placa 6 es de 0.35x1.60m.

Tabla 12.1. Cargas en la base de la Placa 6 en servicio, obtenidas del análisis.

	P (ton)	Mxx (ton-m)	Myy (ton-m)
CM	198.050	0.070	2.110
CV	63.190	0.006	0.980
CSx	1.976	0.728	8.480
CSy	7.160	0.080	21.760

En primer lugar, se usará la ecuación 12.1.2 para calcular los esfuerzos en carga de servicio más el peso propio estimado de la zapata,

$$A = \frac{1.05 \cdot P_{serv}}{\sigma_{adm}} = \frac{1.05 \cdot (198.05 + 63.19)}{40} = 6.86 \text{ cm}^2$$

Es recomendable usar volados iguales en ambas direcciones con el fin de que se distribuya mejor las presiones actuantes sobre el terreno y para que el acero de debido a la flexión sea similar en ambas direcciones. Entonces, se usará una zapata de 2.10x3.30m y un peralte de 0.60m. Ya que se tienen las dimensiones iniciales de la zapata, se puede estimar el peso propio y el peso del suelo por encima de la zapata.

$$P_p = 2.10 \cdot 3.30 \cdot 0.60 \cdot 2.40 = 9.98 \text{ ton}$$

$$P_s = (D_f - h) \cdot \gamma_s \cdot (A_{zap} - A_{col}) = (1.20 - 0.60) \cdot 1.80 \cdot (6.93 - 0.56) = 6.88 \text{ ton}$$

En segundo lugar, se analizan las cargas de gravedad con las cargas de sismo en la dirección X-X y en la dirección Y-Y con la ecuación 12.1.2, teniendo en cuenta que la Norma E.060 permite incrementar en un 30% la presión admisible del suelo. Para el análisis en la dirección X-X se usa el sismo en la dirección X y para el análisis en la dirección Y-Y se usa el sismo en la dirección Y.

$$\begin{aligned} \sigma_x &= \frac{P}{A} \pm \frac{6 \cdot M}{L \cdot B^2} = \frac{(198.05 + 63.19 + 1.976 + 9.98 + 6.88)}{2.10 \cdot 3.30} \pm \frac{6 \cdot (0.07 + 0.006 + 0.728)}{3.30 \cdot 2.10^2} \\ &= 40.41 \pm 0.33 = 40.74 \text{ ton/m}^2, 40.08 \text{ ton/m}^2 \leq 40 \cdot 1.3 = 52 \text{ ton/m}^2 \end{aligned}$$

$$\sigma_y = \frac{P}{A} \pm \frac{6 \cdot M}{L \cdot B^2} = \frac{(198.05 + 63.19 + 7.16 + 9.98 + 6.88)}{2.10 \cdot 3.30} \pm \frac{6 \cdot (0.07 + 0.006 + 21.76)}{2.10 \cdot 3.30^2}$$

$$= 41.16 \pm 5.73 = 46.89 \text{ ton/m}^2, 35.43 \text{ ton/m}^2 \leq 40 \cdot 1.3 = 52 \text{ ton/m}^2$$

Se observa que, en los cuatro casos, los esfuerzos están por debajo del esfuerzo admisible amplificado y por encima del cero, por lo que no hay tracciones y no hay necesidad de redistribuir los esfuerzos. Por último, se calcula el esfuerzo amplificado del suelo, sin considerar el peso propio de la zapata ni el peso del suelo. La combinación más crítica es 1.25 (CM+CV)+Sy.

$$\sigma_u = \frac{P}{A} + \frac{6 \cdot M}{L \cdot B^2} = \frac{335.50}{2.10 \cdot 3.30} + \frac{6 \cdot 31.06}{2.10 \cdot 3.30^2} = 48.41 + 8.15 = 56.56 \text{ ton/m}^2$$

12.2 Diseño por corte por flexión y punzonamiento

Las presiones que se transmiten al suelo no son totalmente uniformes, sino que depende de la rigidez de la cimentación y de las características del suelo. Una cimentación con poco peralte, será más flexible y las reacciones serán más fuertes en las zonas cerca a la placa o columna. Por otro lado, una cimentación con mayor peralte, será más rígida y las presiones son más constantes.

La Norma E.060 indica que el peralte mínimo será de 30cm, pero en la práctica es recomendable usar un peralte mínimo de 60cm, para lograr un adecuado anclaje del fierro de la placa o columna. El peralte efectivo d en cimentaciones se suele usar el peralte $h - 10\text{cm}$.

No se coloca estribos en las zapatas, por lo que la resistencia a corte del concreto es el único que absorbe la cortante requerida en el análisis. Entonces el diseño de corte por flexión y punzonamiento dependerá del peralte de la zapata.

$$\phi V_c \geq V_u \quad (12.2.1)$$

12.2.1 Corte por flexión

En la verificación del corte por flexión, V_c se obtiene de la ecuación 6.2.2 y V_u , de la ecuación 12.2.2. La distancia x es el largo del volado menos el peralte efectivo.

$$V_u = \sigma_u \cdot x \cdot L \quad (12.2.2)$$

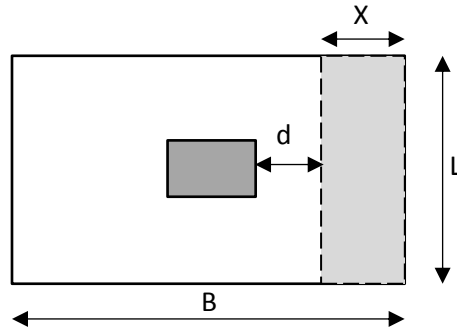


Figura 12.3. Sección para análisis por cortante en flexión.

12.2.2 Corte por punzonamiento

Es común que la falla por punzonamiento se presente a una distancia $d/2$ de la cara de la placa o columna. Para el diseño de corte por punzonamiento, V_u se calcula mediante la ecuación 12.2.3. V_c será el menor valor de las ecuaciones 12.2.4, 12.2.5 y 12.2.6.

$$V_u = \sigma_u \cdot (A_{total} - A_o) \quad (12.2.3)$$

$$V_c = 0.53 \cdot \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d \quad (12.2.4)$$

$$V_c = 0.27 \cdot \left(\frac{\alpha_s \cdot d}{b_o} + 2\right) \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d \quad (12.2.5)$$

$$V_c = 1.06 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d \quad (12.2.6)$$

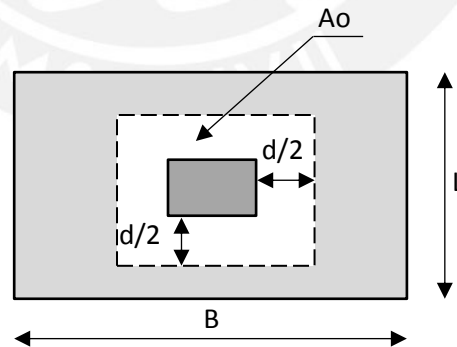


Figura 12.4. Sección para análisis por punzonamiento.

Donde $A_o = (b + d) \cdot (l + d)$, b y l son las dimensiones de la columna. b_o es el perímetro de la sección crítica $b_o = 2 \cdot (b + l + 2d)$. β es la relación de la dimensión más larga a la más corta. α_s es 40 para columnas internas, 30 para columnas de borde y 20 para columnas en esquina.

Se verificará el corte en la zapata de la Placa 6. Como se mencionó previamente, el peralte inicial será de 0.60m. Para verificar el corte por flexión se usa las ecuaciones 6.2.2 y 12.2.2, ambas se analizarán para un ancho de un metro.

$$\phi V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 100 \cdot 50 = 32.64 \text{ ton}$$

$$V_u = \sigma_u \cdot x \cdot L = 56.56 \cdot (0.85 - 0.50) \cdot 1.00 = 19.80 \text{ ton} \leq \phi V_c$$

Se verifica que, para un peralte de 60cm, la zapata es adecuada por corte de flexión.

Para verificar el corte por punzonamiento, se usarán las ecuaciones 12.2.3, 12.2.4, 12.2.5 y 12.2.6.

$$b_o = 2 \cdot (b + l + 2d) = 2 \cdot (160 + 35 + 2 \cdot 50) = 590 \text{ cm}$$

$$V_c = 0.53 \cdot \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d = 0.53 \cdot \left(1 + \frac{2}{3.3/2.1}\right) \cdot \sqrt{210} \cdot 590 \cdot 50 = 514.94 \text{ ton}$$

$$V_c = 0.27 \cdot \left(\frac{\alpha_s \cdot d}{b_o} + 2\right) \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d = 0.27 \cdot \left(\frac{40 \cdot 50}{590} + 2\right) \cdot \sqrt{210} \cdot 590 \cdot 50 = 622.11 \text{ ton}$$

$$V_c = 1.06 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d = 1.06 \cdot \sqrt{210} \cdot 590 \cdot 50 = 453.15 \text{ ton, el menor valor}$$

$$A_o = (b + d) \cdot (l + d) = (1.60 + 0.50) \cdot (0.35 + 0.50) = 0.3675 \text{ m}^2$$

$$V_u = \sigma_u \cdot (A_{total} - A_o) = 56.56 \cdot (3.30 \cdot 2.10 - 0.3675) = 371.18 \text{ ton} \leq \phi V_c$$

Se verifica que, para un peralte de 60cm, la zapata es adecuada por corte de punzonamiento.

12.3 Diseño por flexión

La zapata aislada se diseña como una viga en volado; es decir, la zona en tracción se encuentra en la parte inferior. Por tal motivo, solo se coloca el acero de refuerzo en la zona inferior.

$$M_u = \frac{\sigma_u \cdot (B/2 - b/2)^2}{2} = \frac{56.56 \cdot (3.30/2 - 1.60/2)^2}{2} = 20.43 \text{ ton} - m$$

Una vez que se obtiene los momentos flectores, se aplicarán las fórmulas 6.1.1, 6.1.2, 6.1.3, 6.1.4, 6.1.5 y 6.1.6.

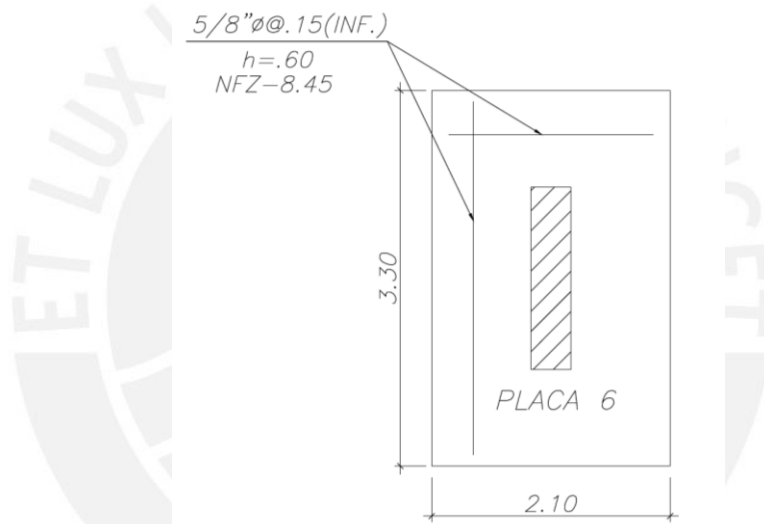
Tabla 12.2. Diseño en flexión de zapata.

Mu (ton-m)	20.430
b (m)	1
d (m)	0.5
Ku	8.172
ρ	0.002
As cm ²	11.10

La Tabla 7.3 menciona las cuantías mínimas de acero que exige la Norma E.060.

$$As_{min} = 0.0018 \cdot b \cdot h = 0.0018 \cdot 100 \cdot 60 = 10.80 \text{ cm}^2$$

Entonces, para un acero de 11.10 cm², se coloca un acero de 5/8"@0.15m.

**Figura 12.5. Presentación de diseño de la Zapata de Placa 6.**

Para realizar el diseño de la cimentación en la zona de ascensores de la Placa 4, se asumió el modelo de una zapata combinada. Se analizó la zapata como una losa de un metro de ancho y con puntos de apoyo en los muros. A modo práctico y siendo conservadores, la carga que se aplicó es la máxima capacidad resistente del suelo amplificada $\sigma_u = 4.00 \cdot 1.55 = 6.20 \text{ kg/cm}^2$.

**Figura 12.6. Diagrama de momento flector de la cimentación de Placa 4.**



Figura 12.7. Diagrama de fuerza cortante de la cimentación de Placa 4.

Para calcular el área de acero, se obtiene los momentos flectores y se aplica las ecuaciones 6.1.1, 6.1.2, 6.1.3, 6.1.4, 6.1.5 y 6.1.6. Para verificar por cortante, V_c se obtiene de la ecuación 6.2.2.

Tabla 12.3. Diseño en flexión y cortante de zapata para un metro de ancho.

	Tramo 1	Tramo 2			Tramo 3
	M-	M-	M+	M-	M-
Mu (ton-m)	11.94	10.06	17.74	13.78	16.08
d (m)	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5
Ku	4.776	4.024	7.096	5.512	6.432
ρ	0.001	0.001	0.002	0.001	0.002
As	6.41	5.39	9.60	7.42	8.69
Vu (ton)	6.2	27.63		31.27	12.09
ϕV_c	32.642	32.642		32.642	32.642

Según la tabla 12.3, el área de acero para un metro de ancho es 8.69 cm² en la parte inferior y 9.60 cm² en la parte superior, por lo que se usó un acero de 5/8" @ 0.20m en la parte superior e inferior.

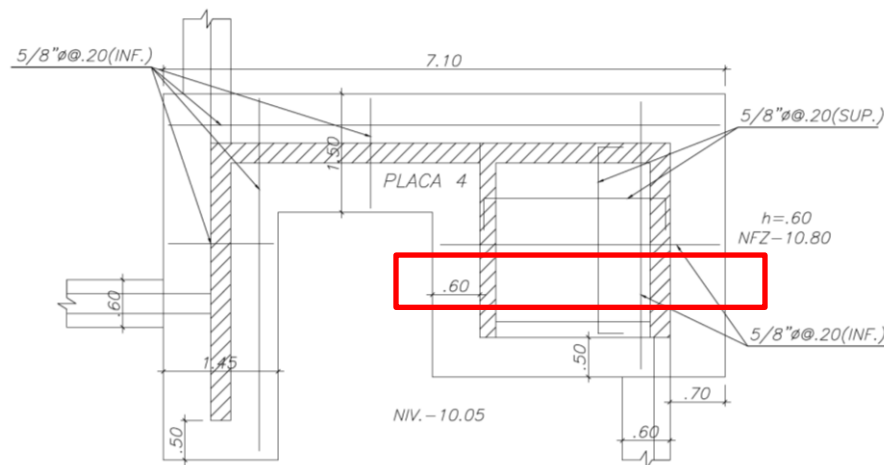


Figura 12.8. Presentación de diseño de la Zapata de Placa 4.

CAPÍTULO XIII – DISEÑO DE MUROS DE SÓTANO

Los muros de sótano que se diseñan para contener el empuje o presión lateral de la tierra u otro material. Estos muros tienen apoyo lateral en el cimiento y en cada nivel que exista losa, por lo que no existe posibilidad de volteo en este tipo de muros.

13.1 Diseño por flexión

El diseño en flexión se realizará como una losa de uno o más tramos en una sola dirección, trabajando verticalmente y con apoyos en las losas y cimentación.

La presión que ejerce el suelo, el empuje activo E_a se definen en la ecuación 13.1.1. Estos empujes se distribuyen de forma rectangular a lo largo de todo el muro que actúa con el suelo.

$$E_a = 0.65 \cdot K_a \cdot \gamma \cdot h \quad (13.1.1)$$

$$K_a = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = \tan^2(45 - \phi/2) \quad (13.1.2)$$

Donde K_a es el coeficiente del empuje activo. ϕ es el ángulo de fricción interna del suelo. γ es el peso específico del suelo. h es la altura de suelo que actúa en el empuje activo. Estas ecuaciones solo se aplican para suelos granulares, compactados y secos. A modo de ejemplo se diseñará el muro del Corte 11 definido en el plano de cimentación (ver Figura 1.1).

Tabla 13.1. Características del suelo y el muro de sótano.

ϕ	35°
K_a	0.27
γ	1.8 ton/m ³
h	8.45 m
t_{muro}	0.25 m

Usando la ecuación 13.1.1 se calculan los empujes para un metro de ancho de muro.

$$E_a = 0.65 \cdot K_a \cdot \gamma \cdot h = 0.65 \cdot 0.27 \cdot 1.8 \cdot 8.45 = 2.67 \text{ ton/m}$$



Figura 13.1. Cargas del muro en servicio.

La Norma E.060 indica que, para el empuje lateral de los suelos, se deberá amplificar por 1.7 el resultado del análisis. En el modelo se asumen todos los apoyos articulados, inclusive el apoyo del cimiento, ya que no se verifica que esté empotrado.

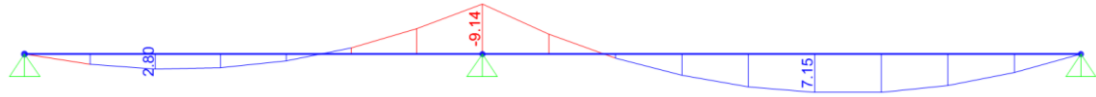


Figura 13.2. Diagrama de momento flector del muro.

Una vez que se obtiene los momentos flectores, se aplicarán las fórmulas 6.1.1, 6.1.2, 6.1.3, 6.1.4, 6.1.5 y 6.1.6.

Tabla 13.2. Cálculo de acero del muro.

	Tramo 1			Tramo 2		
	M-	M+	M-	M-	M+	M-
Mu(ton-m)	2.21	2.80	8.21	8.03	7.15	3.78
bw (m)	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
d (m)	0.22	0.22	0.22	0.22	0.22	0.22
Ku	4.566	5.785	16.963	16.591	14.773	7.810
ρ	0.001	0.002	0.005	0.005	0.004	0.002
As (cm ²)	2.70	3.43	10.46	10.21	9.03	4.66
Acero colocado	1/2"@0.25	1/2"@0.25	1/2"@0.25 1/2"@0.25	1/2"@0.25 1/2"@0.25	1/2"@0.25 1/2"@0.25	1/2"@0.25

Para calcular la cuantía mínima de refuerzo horizontal ρ_h y vertical ρ_v , se usarán las ecuaciones 11.2.1 y 11.2.2. Para el muro de sótano de 25 cm de espesor, el acero mínimo es de:

$$A_{min_h} = 0.002 \cdot 100 \cdot 25 = 5\text{cm}^2 \text{ (3/8"@0.25m, en ambas capas)}$$

$$A_{min_v} = 0.0015 \cdot 100 \cdot 25 = 3.75\text{cm}^2 \text{ (3/8"@0.25m, en ambas capas)}$$

13.2 Diseño por cortante

Como en el caso de losas, los muros no tendrán estribos, por lo que la resistencia a corte del concreto es el único que absorbe la cortante requerida en el análisis. Entonces el diseño de cortante dependerá del espesor del muro (ecuación 12.2.1).



Figura 13.3. Diagrama de fuerza cortante del muro.

Para verificar el diseño por cortante, se usará la ecuación 6.2.2 y se usará un ϕ de 0.85 (Tabla 1.3).

Tabla 13.3. Cálculo de ensanche de aligerado.

	Tramo 1		Tramo 2	
Vu (ton)	3.64	9.02	10.79	6.68
bw (m)	1.00	1.00	1.00	1.00
ϕV_c	14.362	14.362	14.362	14.362
¿Adecuado?	Si	Si	Si	Si

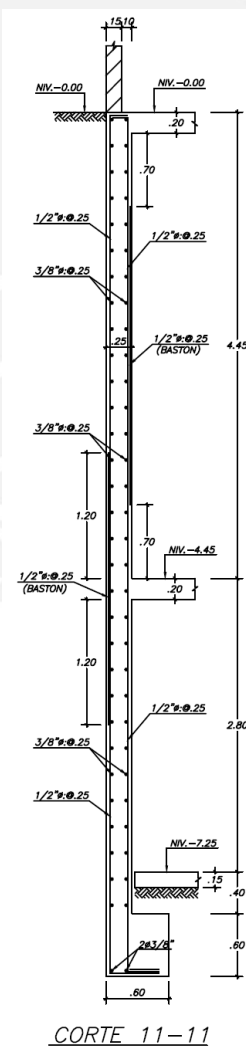


Figura 13.4. Presentación de diseño de un muro de sótano.

CAPÍTULO XIV – DISEÑO DE ESCALERAS

Las escaleras son los elementos estructurales que conectan diferentes pisos de una edificación. Estos elementos cuentan con pasos, contrapasos y garganta, el cual es el espesor de la losa de la escalera.

El peso propio de la escalera W_p se calcula mediante la ecuación 14.1, el piso terminado es de 100kg/m^2 y la sobrecarga es de 200kg/m^2 .

$$W_p = 2.4 \cdot \left(\frac{C_p}{2} + g \cdot \sqrt{1 + \left(\frac{C_p}{P} \right)^2} \right) \quad (14.1)$$

Para el predimensionamiento del espesor de la escalera, es usual considerar $l_n/30$. Entonces, para una luz de 3.03m se considera una garganta g de 15cm. La escalera del presente edificio tiene pasos P de 25cm y contrapasos C_p de 17.5cm. Usando la ecuación 14.1 obtenemos el peso propio de la escalera, por metro de ancho.

$$W_p = 2.4 \cdot \left(\frac{C_p}{2} + g \cdot \sqrt{1 + \left(\frac{C_p}{P} \right)^2} \right) = 2.4 \cdot \left(\frac{0.175}{2} + 0.15 \sqrt{1 + \left(\frac{0.175}{0.25} \right)^2} \right) = 0.65\text{ton/m}$$

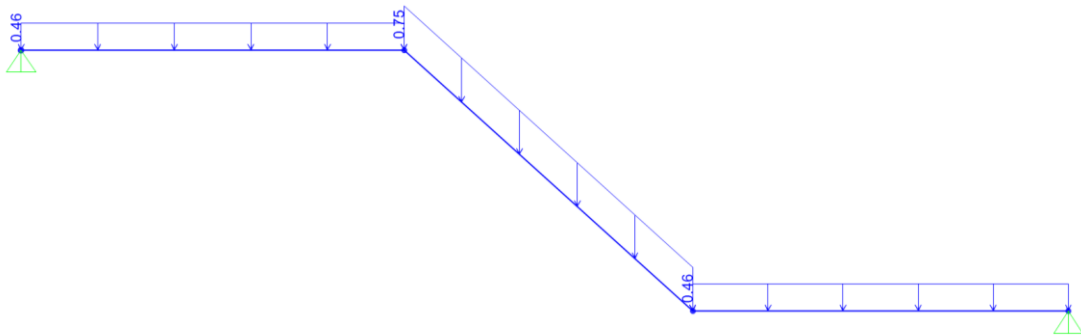


Figura 14.1. Carga muerta de la escalera en servicio.

14.1 Diseño por flexión

Las escaleras, generalmente, trabajan como losas armadas en una dirección.

El fierro transversal distribuido puede colocarse en una o dos capas y para calcular la cuantía mínima se usará la tabla 7.3.

$$A_{s_{min}} = 0.0018 \cdot b \cdot h = 0.0018 \cdot 100 \cdot 15 = 2.7 \text{ cm}^2 (\emptyset 3/8" @ 0.25)$$

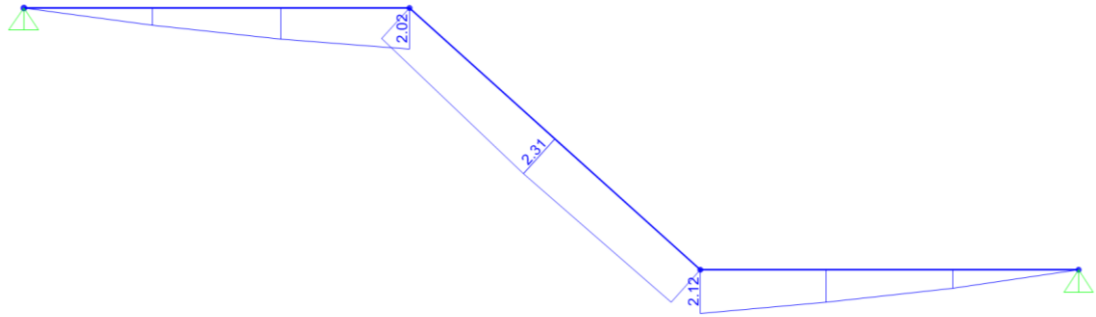


Figura 14.2. Diagrama de momento flector del tramo de escalera.

Una vez que se obtiene los momentos flectores, se aplicarán las fórmulas 6.1.1, 6.1.2, 6.1.3, 6.1.4, 6.1.5 y 6.1.6.

Tabla 14.1. Cálculo de acero del muro.

Mu (ton-m)	2.02	2.31	2.12
bw (m)	1.00	1.00	1.00
d (m)	0.12	0.12	0.12
Ku	14.028	16.042	14.722
ρ	0.004	0.004	0.004
As	4.67	5.38	4.91
Acero colocado	1/2"@0.25	1/2"@0.25	1/2"@0.25

14.2 Diseño por corte

Como en el caso de losas y muros de sótano, las escaleras no tendrán estribos, por lo que la resistencia a corte del concreto es el único que absorbe la cortante requerida en el análisis. Entonces el diseño de cortante dependerá del espesor del muro (ecuación 12.2.1). De la ecuación 6.2.2 se obtiene la resistencia a corte del concreto.

$$\phi V_c = \phi \cdot 0.53 \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d = 0.85 \cdot 0.53 \sqrt{210} \cdot 100 \cdot 12 = 7.834 \text{ ton}$$

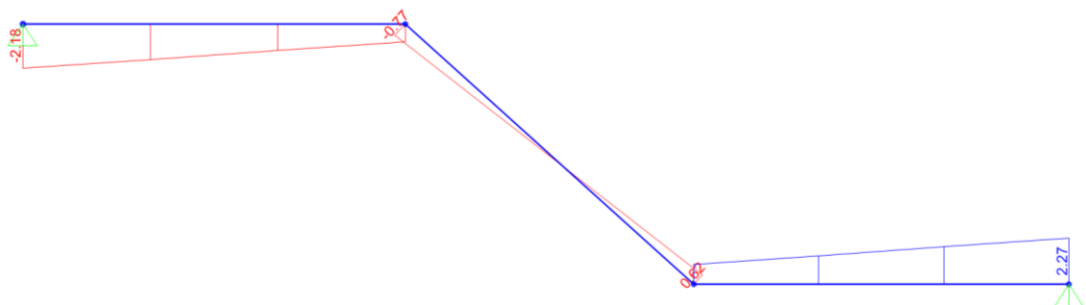


Figura 14.3. Diagrama de fuerza cortante del tramo de escalera.

Tabla 14.2 Cálculo de cortante de escalera.

Vu (ton)	2.18	2.27
bw (m)	1.00	1.00
ϕV_c	7.834	7.834
¿Adecuado?	Si	Si

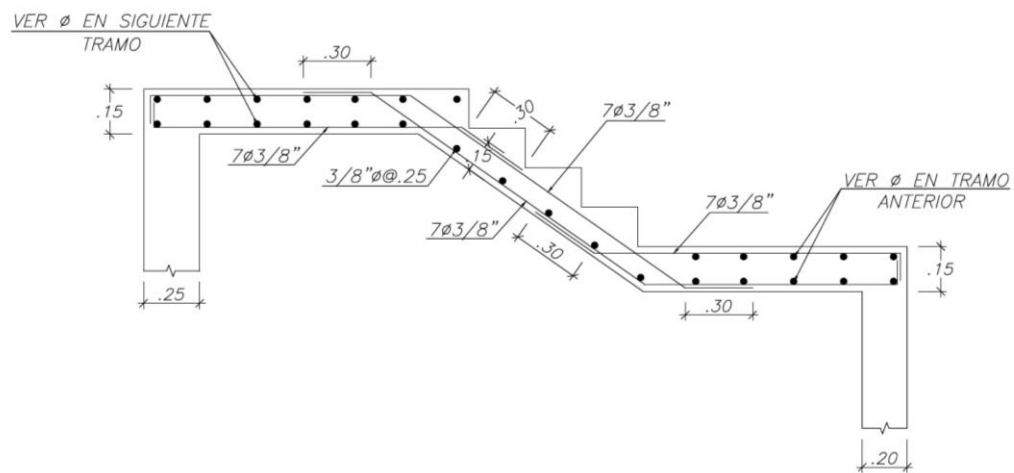


Figura 14.4. Presentación de diseño de un tramo de escalera.

CAPÍTULO XV – COMENTARIOS Y CONCLUSIONES

El edificio fue diseñado bajo las versiones vigentes de las Normas de estructuras del Reglamento Nacional de Edificaciones. Se logró una adecuada rigidez lateral en ambas direcciones, cumpliendo con los requerimientos de arquitectura, como las alturas de vigas, alturas mínimas de piso a techo y distribución de placas y columnas.

Se aprecia que con los requerimientos de la versión vigente de la Norma E.030, las estructuras pueden llegar a aumentar de forma considerable sus desplazamientos obtenidos del análisis. Esto obliga a aumentar la rigidez lateral del edificio, con el fin de controlar estos desplazamientos.

La Norma E.030 vigente es más rigurosa para edificios irregulares. Existe un mayor castigo para el coeficiente de reducción de fuerzas sísmicas R , al aumentar un factor de irregularidad en planta y otro factor, en altura. Asimismo, para calcular los desplazamientos laterales en estructuras irregulares, solo se debe multiplicar por R el resultado obtenido en el análisis lineal elástico. Por otro lado, se menciona que no se podrán construir edificios irregulares si las edificaciones son de uso esencial y se obliga el uso de aisladores sísmicos para edificaciones esenciales ubicadas en las zonas 3 y 4.

El uso de programas de computadora, como SAP2000 y ETABS facilita, de manera considerable, el análisis estructural del edificio. Se puede realizar un modelo 3D del edificio para realizar el análisis sísmico y usar un modelo 2D de los pórticos para análisis por cargas de gravedad. Estos resultados fueron verificados, con el fin de que sean coherentes con los resultados estimados, según el buen criterio del diseñador.

Estos programas también son usados para el diseño de los elementos estructurales; sin embargo, no es recomendable el uso de estos programas para dicho propósito, debido a que las normas que emplea el programa son diferentes a la peruana y muchas veces el diseño de las secciones no es el más óptimo o puede resultar erróneo debido a la complejidad del modelo. En este procedimiento, no se observa el análisis durante el proceso de diseño, sino solo el resultado final. Es recomendable usar estos programas para el análisis sísmico y para calcular los esfuerzos y realizar el diseño a mano o mediante hojas de cálculo para así detectar algún posible error durante el procedimiento de diseño.

El período fundamental del edificio que se obtuvo del análisis modal fueron 0.36s para la dirección X-X y 0.29s para la dirección Y-Y. Los resultados son compatibles con la rigidez lateral de cada dirección, existe una mayor rigidez en la dirección Y-Y, debido a que existe un mayor número de placas. En la dirección X-X hay un menor número de placas y columnas en la zona inferior de la planta del edificio, por lo que el mayor período está en la dirección X-X.

Las derivas de entrepiso máximas obtenidas fueron 0.00624 en la dirección X-X y 0.00355 en la dirección Y-Y, logrando derivas menores a 0.007, deriva permitida en la Norma E.030. Estos resultados son congruentes con la estructuración del edificio, existe menor rigidez lateral en la dirección X-X, dirección de la máxima deriva de entrepiso.

Para lograr que la cortante obtenida por el análisis dinámico sea por lo menos el 90% de la cortante obtenida por el análisis estático, se debió amplificar las cargas del análisis por 1.45 en la dirección X-X y por 1.22 en la dirección Y-Y. Estas cargas amplificadas fueron las que se usaron en el diseño de los elementos estructurales.

Como se observa en la planta del edificio, la zona inferior de la planta de la estructura carece de rigidez lateral en la dirección X, en comparación con las grandes placas de la zona superior. Debido a estas razones, se asumió de manera preliminar que el edificio presenta irregularidad torsional y luego se comprobó dicha suposición mediante cálculos y se concluyó que el edificio tiene irregularidad torsional no extrema.

Es importante realizar una verificación del predimensionamiento de los elementos, los cuales fueron realizados por métodos empíricos, para evitar esfuerzos muy elevados o secciones sobredimensionadas. En este caso, se mantuvieron las secciones iniciales de losas, vigas y placas. Los diagramas de interacción de las columnas evidenciaron que las secciones estaban sobredimensionadas, pues solo se necesitaba fierro mínimo; sin embargo, se mantuvieron las secciones para mantener la arquitectura, pero se colocó un acero menor al mínimo en los pisos superiores.

Se usaron las disposiciones especiales para el diseño sísmico del capítulo 21 de la Norma E.060, con el fin de lograr una estructura dúctil y con la capacidad de disipar energía ante un sismo severo. Estas disposiciones especiales son más exigentes para estructuras con sistema aporticado.

El capítulo 21 de la Norma E.060, exige, para sistemas aporticados, que la capacidad resistente de la columna sea mucho mayor que el de la viga, con el fin de que se formen las rótulas plásticas en la viga antes que en la columna. Asimismo, castiga con factor de 1.25 el diseño por capacidad de las vigas y columnas. Debido a que estos requisitos son difíciles de satisfacer, no es recomendable usar un sistema aporticado; es recomendable el uso de muros de corte en la edificación, en la finalidad de formar un sistema mixto o de muros.

El detalle de los planos debe mostrar de forma sencilla para que pueda ser leído por cualquier persona. Es necesario transmitir el diseño de los elementos estructurales hacia los planos estructurales de manera clara, simple y precisa, para evitar problemas en el momento de la construcción del edificio y lograr que se construya de la manera esperada.



BIBLIOGRAFÍA

BLANCO, Antonio. Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado. Lima. Colegio de Ingenieros del Perú. 1994.

MINISTERIO DE VIVIENDA, CONSTRUCCIÓN Y SANEAMIENTO DEL PERÚ. Normad de Estructuras. Lima. Reglamento Nacional de Edificaciones. 2006.

MINISTERIO DE VIVIENDA, CONSTRUCCIÓN Y SANEAMIENTO DEL PERÚ. Norma E.060 Concreto Armado. Lima. Reglamento Nacional de Edificaciones. 2009.

MINISTERIO DE VIVIENDA, CONSTRUCCIÓN Y SANEAMIENTO DEL PERÚ. "Decreto supremo que modifica la Norma Técnica E.030 "Diseño sismorresistente" del Reglamento Nacional de Edificaciones, aprobada por decreto supremo N° 011-2006-Vivienda, modificada con decreto supremo N° 002-2014-Vivienda". EN: El Peruano. Perú. Domingo 24 de enero de 2016. Separata Especial.

MUÑOZ, Alejandro. Ingeniería Sismorresistente. Lima. Pontificia Universidad Católica del Perú. 2003.

OTTAZZI, Gianfranco. Apuntes del curso de concreto armado. Lima. Pontificia Universidad Católica del Perú. 2009.